岩土工程的回顾与前瞻

A Review and Prospect of Geotechnical Engineering

高大钊　主编
Edited by Gao Dazhao
孙　钧　主审
Reviewed by Sun Jun

人民交通出版社
The People's Communications Press

内 容 提 要

本书是一部科学技术史研究方面的文献性著作,对岩土工程学科在 20 世纪的形成与发展历史进行了比较系统、全面的分析研究,详尽地介绍了岩土工程的技术成就以及在国民经济中的作用,展示了岩土工程学科发展的历程并探讨了在 21 世纪的可能发展趋势。参与撰写的近 30 位作者都是我国岩土工程各个领域中的学术带头人和技术骨干,根据他们亲身实践的经验,在近千份文献资料的基础上以自己的见地撰述成书,具有一定的史料价值。

全书共分十三章,80 余万字,内容包括岩土工程概述、岩土工程学科的发展历史、岩土工程勘察、岩石地基、岩石边坡、岩石洞室、地基基础设计理论、地基处理、基础工程施工、特殊土地区的岩土工程、各类工程建设中的岩土工程、岩土工程标准化、21 世纪发展态势。

本书是从事岩土工程勘察、设计、施工、教学和研究工作的人员必备的文献工具书,也可作为土木工程、岩土工程专业的本科和研究生的教学参考用书。

Yantu Gongcheng de Huigu yu Qianzhan

岩土工程的回顾与前瞻

高大钊 主编

Edited by Gao Dazhao

孙 钧 主审

Reviewed by Sun Jun

插图设计: 正文设计:王静红 责任校对:刘高彤

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街 10 号)

各地新华书店经销

印刷厂印刷

开本:787×1092 $\frac{1}{16}$ 印张: 字数: 千

2001 年 6 月 第 1 版

2001 年 6 月 第 1 版 第 1 次印刷

印数:0001—4000 册 定价:56.00 元

ISBN 7-114- -

·

《岩土工程的回顾与前瞻》撰写分工

第一章　高大钊　史佩栋
第二章　史佩栋　高大钊
第三章　高大钊
第四章　周维垣　戚筱俊
第五章　傅冰骏　徐书林
第六章　朱维申
第七章　高大钊　赵春风
第八章　叶观宝　包承纲　叶柏荣
第九章　史佩栋
第十章　第一节　顾安全
　　　　第二节　刘特洪
　　　　第三节　牛富俊　马　巍　何　平
　　　　第四节　陈广庭　姚正毅
第十一章　第一节　胡中雄
　　　　　第二节　周维垣
　　　　　第三节　周锡九　秦淞君
　　　　　第四节　魏汝龙
　　　　　第五节　蒋树屏　郑　治
　　　　　第六节　陆士良
　　　　　第七节　郑颖人
第十二章　高大钊
第十三章　龚晓南
名词索引　高大钊　史佩栋
人名索引　高大钊

《岩土工程的回顾与前瞻》编辑委员会

孙　钧　史佩栋　高大钊　赵春风　曲　乐

List of Authors

Chapter 1 Gao Dazhao Shi Peidong
Chapter 2 Shi Peidong Gao Dazhao
Chapter 3 Gao Dazhao
Chapter 4 Zhou Weiyuan Qi Xiaojun
Chapter 5 Fu Bingjun Xu Shulin
Chapter 6 Zhu Weishen
Chapter 7 Gao Dazhao Zhao Chunfeng
Chapter 8 Ye Guanbao Bao Chenggang Ye Borong
Chapter 9 Shi Peidong
Chapter 10 §10.1 Gu Anquan
§10.2 Liu Tehong
§10.3 Niu Fujun Ma Wei He Ping
§10.4 Chen Guangting Yao Zhengyi
Chapter 11 §11.1 Hu Zhongxiong
§11.2 Zhou Weiyuan
§11.3 Zhou Xijiu Qin Songjun
§11.4 Wei Rulong
§11.5 Jiang Shuping Zheng Zhi
§11.6 Lu Shiliang
§11.7 Zheng Yingren
Chapter 12 Gao Dazhao
Chapter 13 Gong Xiaonan

Subject Index Gao Dazhao Shi Peidong
Name Index Gao Dazhao

Editorial Committee

前　　言

岩土工程学是土木工程的重要分支,是一门涵盖工程地质学、土力学、岩石力学、基础工程和地下工程的综合性学科,是在 20 世纪发展并不断成熟起来的。太沙基的第一部经典著作《土力学》在 1925 年出版,被认为是近代土力学的开端;第二次世界大战以后,国际上出现了一个相对稳定的和平环境,许多国家都致力于振兴经济,大规模的工程建设实践推动了土力学的进步,岩石力学也相应地在这个时期形成与发展。因而,以土力学和岩石力学为基础理论的基础工程和地下工程的设计理论与施工技术也受到了巨大的推动。1948 年英国《岩土工程》杂志创刊及以后 1974 年美国土木工程师协会的《土力学与基础工程》杂志更名为《岩土工程》杂志,被视为岩土工程学科逐步得到工程界和学术界公认的标志。在新中国成立以来的 50 年中,我国岩土工程建设事业从小到大,得到了迅速的发展,在现代化建设中发挥了重要作用,取得了许多重大的技术成果。特别在 1979 年创刊了《岩土工程学报》和 1982 年相继创刊《岩石力学与工程学报》以来的 20 年中,我国岩土力学与工程界的学术水平和技术成就更为举世所瞩目,在国际交流中获得了同行的普遍赞誉。

在 21 世纪来临之际,回顾本世纪岩土工程学科的成熟与发展历程,展示并总结我国岩土工程在其各个主要领域的学术进展和技术成就,进而探讨 21 世纪岩土工程发展的主要方向,无论对于学术研究或工程建设,以及青年岩土工程人才的培养,都具有十分重要的意义。为此,我们组织了本书的撰写。本书的侧重点在于总结当前国内外重大技术成果,同时瞻望今后一个时期将可预期的新进展,以工程技术为主线,兼及理论与方法。本书选材的原则是学术上具有较高价值、工程建设上具有重大经济意义的技术成就,以及对学科建设和发展起推动作用的研究成果。众所周知,岩土工程是一门既富理论内涵而又实践性非常强的综合性、边缘性学科,融合诸家之长为我所用,并在工程实践中求得发展,其成果对工程建设具有极其重大的、现实的技术经济价值。因此,本书特别重视体现岩土工程技术进步的资料收集与分析,从理论与实际的结合上阐明岩土力学与工程的基本原理以及其对社会进步的重要作用。本书采用论述体进行撰述,坚持实事求是的文风,对学术上有争议的问题,努力做到充分反映各家之说,并务求严谨、务实、客观、公正。

为了充分反映在本学科领域各个方面的成就,我们邀约了国内岩土力学与工程界许多著名专家参加撰写,使本书能在较高层次上努力反映各方面的特色。有许多专家虽然无暇参与,但都慷慨提供了许多宝贵的资料和建议,使本书内容更为翔实、精彩,在此一并表示深切的谢意。

本书共分十三章,约 80 余万字。主要由三方面的内容所组成:一是关于岩土工程的历史与未来的发展势态;二是关于岩土工程各主要方面的基本设计理论与施工技术;三是在各个工程建设领域和各种特殊岩土地质环境中,岩土工程的成就与发展。力求从多个侧面比较全面而系统地反映岩土工程的现在和未来。但限于我们的阅历与水平,内容上定会有不少疏漏,观点上也可能有谬误不当之处,恳请广大读者批评指正。

Foreword

Geotechnical Engineering is an important branch of civil engineering, and in the meantime a comprehensive discipline of study covering Engineering Geology, Soil Mechanics, Rock Mechanics, Foundation Engineering, and Underground Engineering as well. During the 20th century it is well developed and matured. Karl Tezaghi's first classical book entitled Soil Mechanics and published in 1925, is regarded as the dawning of modern soil mechanics. There has been a relatively stable peace environment in the world since the end of the World War II. Many countries devote themselves to vitalize their national economy, large-scale construction works give a vigorous push to the development of Soil Mechanics, while Rock Mechanics emerges and develops also in this period. As a consequence, design theories and construction Techniques of foundation and underground engineering on the basis of soil mechanics and rock mechanics are greatly propelled. The Journal Geotechnique started its publication in England from 1948, and the Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division of American Society of Civil Engineers changed its name to Journal of Geotechnical Engineering Division in 1974. These two events signify that our professional and academic circles gradually accept Geotechnical Engineering as a branch of science of discipline of study. For more then fifty years since the founding of the People's Republic of China, geotechnical undertakings in China have been rapidly developing from small to large scale. Geotechnical engineering plays a significant role in our modernization construction and wins brilliant achievements in scientific research. Especially for the recent 20 years, Chinese Journal of Geotechnical Engineering started its publication from 1979, and Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering began to issue from 1982. Our academic level and technical achievement in geotechnical engineering have attracted the gaze of the world and always receive favorable comments and evaluation from international academic exchanges.

As the 21st century is coming, it is of great importance to review the course of maturing and development of geotechnical engineering, to summarize our academic advances and technical accomplishments during the 20th century, as well as to inquire about the main trends in the 21st century, not only in consideration of academic research and construction, but also for the cultivation of young professionals. So, we organized the writing of this book. And the book lays emphasis upon summarizing the major technical accomplishments at home and abroad today and looking forward to advances in the near future. The book takes engineering techniques as its key links, meanwhile paying attention to their theories and methods. The principle of selecting materials for this book is to adopt innovative views of higher academic values and technical achievements of greater economic benefit to engineering constuction, in additon to research fruits that can effectively promote the building and development of this discipline. It is well known that geotechnical engineering is a discipline of study rich in theoretical involvement and strong in practicality. It is a comprehensive and

frontier science that makes use of strong points of others and develops through practice. Its achievements have significant and realistic technical-economical value to engineering construction. Therefore this book plays special attention to collect and analyses those materials that embody the progress of geotechnical engineering and the basic principles of geotechnical engineering and their influence on the progress of society are expounded through integrating theories with practice. In writing or statement, we persist in taking the rule of seeking truth from facts such that different views are fully expressed for issues in dispute. We do apply the principle to be exact, practical objective and fair.

With an aim to reflect fully the achievements in all of this discipline, we invited a number of famous experts from geotechnical mechanics and engineering circles to participate in this book so as to make it represent in all features at a higher level. Although some of them had no time to spare, they generously us with so many valuable materials and suggestions, making this book more concrete, accurate and nice. We are much obliged to all of them.

This book contains 13 chapters, approximately 800 000 Chinese characters. Simply speaking, it consist of three parts. The first part with the hystorical developments and trend in the future of geotechnical engineering. The second part with the essential design theories and construction techniques of geotechnical engineering. While the third part mainly with the achievements and developments in different fields of works under special geotechnical and geological environment. The anthors strive to reflect our state-of-art and future prospect of geotechnical engineering systematically and completely, whereas due to our limited experience and knowledge, there are bound to be oversights in contents and/or mistakes in views. Any comments from the readers will be much appreciated.

目　　录

第一章　岩土工程概论…… 1

　第一节　岩土工程的定义…… 1

　第二节　岩土工程学科的形成…… 2

　第三节　岩土工程的发展历史…… 3

　第四节　岩土工程的分支学科…… 9

　第五节　岩土工程在经济建设与社会发展中的作用 …… 10

　第六节　岩土工程专业人才的培养 …… 12

　第七节　世纪之交的回顾与前瞻 …… 14

　参考文献 …… 16

第二章　岩土工程在我国的发展 …… 18

　第一节　概述 …… 18

　第二节　我国岩土工程学科发展大事 …… 19

　第三节　我国岩土工程科学技术重大成就 …… 37

　第四节　我国岩土工程面临的任务 …… 47

　参考文献 …… 48

　附录　岩土工程专业博士生论文目录 …… 51

第三章　岩土工程勘察技术 …… 62

　第一节　岩土工程勘察技术的发展 …… 62

　第二节　原位测试技术 …… 63

　第三节　土工试验技术 …… 66

　第四节　城市工程水文地质勘察的探索 …… 70

　第五节　工程地质信息系统与专家系统 …… 71

　第六节　强震区勘察技术 …… 73

　第七节　地球物理勘探技术 …… 76

　第八节　取土技术的进展 …… 78

　参考文献 …… 79

第四章　岩石高边坡的稳定与治理 …… 82

　第一节　岩石高边坡工程在经济建设中的意义及发展成就 …… 82

　第二节　滑坡工程地质勘察的进展 …… 87

　第三节　岩石高边坡治理技术的进展 …… 89

　第四节　滑坡监测和预报 …… 95

　参考文献 …… 99

第五章　岩石地基的利用和加固…… 103

　第一节　国外发展概况…… 104

第二节　国内的发展和现状…………………………………………………………………………………… 105
第三节　岩锚技术……………………………………………………………………………………………… 106
第四节　注浆技术……………………………………………………………………………………………… 111
第五节　工程实例……………………………………………………………………………………………… 116
第六节　展望未来……………………………………………………………………………………………… 125
参考文献……… 126
第六章　复杂条件地下洞室工程稳定分析及应用………………………………………………………… 130
第一节　围岩稳定控制理论与模拟方法的进展…………………………………………………………… 130
第二节　地下工程的优化分析及施工原则………………………………………………………………… 134
第三节　地下工程围岩变形反分析方法的研究进展……………………………………………………… 137
第四节　大型洞群的工程应用……………………………………………………………………………… 140
参考文献……… 148
第七章　地基基础设计理论与方法…………………………………………………………………………… 150
第一节　天然地基浅基础的设计计算……………………………………………………………………… 150
第二节　桩基工程设计理论与方法………………………………………………………………………… 160
第三节　深基坑工程设计…………………………………………………………………………………… 176
参考文献……… 189
第八章　地基处理技术………………………………………………………………………………………… 197
第一节　概述…………………………………………………………………………………………………… 197
第二节　浅层处理……………………………………………………………………………………………… 206
第三节　强夯…………………………………………………………………………………………………… 211
第四节　排水固结……………………………………………………………………………………………… 218
第五节　碎(砂)石桩…………………………………………………………………………………………… 227
第六节　高压喷射注浆……………………………………………………………………………………… 235
第七节　水泥土搅拌法……………………………………………………………………………………… 239
第八节　土工合成材料……………………………………………………………………………………… 244
参考文献……… 250
第九章　基础工程施工技术进展……………………………………………………………………………… 255
第一节　概述…………………………………………………………………………………………………… 255
第二节　基础工程施工技术的历史演进…………………………………………………………………… 256
第三节　20世纪基础工程施工技术发展的特点 ………………………………………………………… 260
第四节　桩基础施工………………………………………………………………………………………… 262
第五节　深基坑工程施工…………………………………………………………………………………… 270
第六节　基础结构大体积混凝土施工……………………………………………………………………… 277
第七节　基础工程施工的环境保护问题…………………………………………………………………… 278
第八节　建(构)筑物纠偏、托底及增层加载时的地基基础加固技术 ………………………………… 283
第九节　基础工程施工技术发展新动向…………………………………………………………………… 289
参考文献……… 292
第十章　特殊性土岩土工程问题的研究与工程应用………………………………………………………… 296
第一节　我国黄土的研究及其工程应用…………………………………………………………………… 296

第二节　膨胀土地区工程建设中岩土工程的进展…… 312
第三节　我国冻土地区工程建设中的岩土工程…… 320
第四节　干旱沙漠地区风沙土的工程特性及应用…… 332
参考文献…… 347
第十一章　各类工程建设中的岩土工程…… 354
第一节　城市建设中环境岩土工程的发展…… 354
第二节　水利、水电建设中的岩土工程…… 369
第三节　铁路建设中的岩土工程…… 380
第四节　港口建设中的岩土工程…… 393
第五节　公路建设中的岩土工程…… 399
第六节　矿山开采中岩土工程的发展…… 410
第七节　机场建设中的岩土工程…… 417
参考文献…… 431
第十二章　岩土工程标准化…… 437
第一节　标准化的经济体制背景与国内外的标准化工作…… 437
第二节　我国岩土工程标准化的简要回顾…… 439
第三节　岩土工程标准化的几个重要技术问题…… 443
第四节　21 世纪我国岩土工程标准化面临的主要问题…… 448
参考文献…… 449
第十三章　21 世纪岩土工程发展态势…… 452
参考文献…… 464
名词索引…… 465
人名索引…… 492
编后记…… 504

CONTENTS

Chapter 1. A General Account of Geotechnical Engineering ········ 1
§1.1 Definition of Geotechnical Engineering ········ 1
§1.2 Founding of the Discipline of Geotechnical Engineering ········ 2
§1.3 Historical Develoípments of Geotechnical Engineering ········ 3
§1.4 Branches of Geotechnical Engineering ········ 9
§1.5 Contributions of Geotechnical Engineering to the Construction and Development of the Society ········ 10
§1.6 Training of Professionals for Geotechnical Engineering ········ 12
§1.7 Review and Prospect at the Time of Centenary Intersection ········ 14
References ········ 16
Chapter 2. Development of Geotechnical Engineering ········ 18
§2.1 General ········ 18
§2.2 Great Events of Geotechnical Engineering ········ 19
§2.3 Major Achievements of Geotechnical Engineering ········ 37
§2.4 Tasks in Front of Our Geotechnical Engineers ········ 47
References ········ 48
Appendix. Theses for the Doctor Degree of geotechnical engineering ········ 51
Chapter 3. Investigation Techniques of Geotechnical Engineering ········ 62
§3.1 Development of Geotechnical Investigation Techniques ········ 62
§3.2 In-situ Tests Techniques ········ 63
§3.3 Soil Tests Techniques ········ 66
§3.4 Exploration of Hydrological Investigation in Urban Works ········ 70
§3.5 Information System and Expert System of Engineering Geology ········ 71
§3.6 Investigation Techniques in String-Seismic Zone ········ 73
§3.7 Geophysical Exploration Techniques ········ 76
§3.8 Development of Soil Sampling Techniques ········ 78
References ········ 79
Chapter 4. Stability and Treatment of High Rock Slope ········ 82
§4.1 Significance and Achievements of high Rock Slope Engineering in Economic Constructions ········ 82
§4.2 Developments of Geological Investigation in Landslide ········ 87
§4.3 Developments of Treatment Techniques for High Rock Slope ········ 89
§4.4 Slope Monitoring and Forecasting ········ 95
References ········ 99

Chapter 5. Utilization and Improvement of Rock Foundations ······ 103
§5.1 Developments Abroad ······ 104
§5.2 Developments and State of Arst in China ······ 105
§5.3 Rock Anchoring Techniques ······ 106
§5.4 Grouting Techniques ······ 111
§5.5 Case Histories ······ 116
§5.6 Prospect ······ 125
References ······ 126
Chapter 6. Stability Analysis and Application of Subsurface Openings under Complex Conditions ······ 130
§6.1 Development of Controlling Theory and Simulation Method for Stability of Confining Rock ······ 130
§6.2 Optimization Analysis and Construction Principles of Underground Engineering ······ 134
§6.3 Developments of Research in Deformation Back-Analysis Method for Confining Rock ······ 137
§6.4 Engineering Application of the Problem of Group of Subsurface Opening ······ 140
References ······ 148
Chapter 7. Theory and Method for Design of Foundations ······ 150
§7.1 Design Techniques for Shallow Natural Foundations ······ 150
§7.2 Theory and Method for Design of Piled Foundations ······ 160
§7.3 Design of Deep Excavations ······ 176
References ······ 189
Chapter 8. Soil Improvement Techniques ······ 197
§8.1 General ······ 197
§8.2 Improvement of Shallow Depth ······ 206
§8.3 Dynamic Consolidation ······ 211
§8.4 Drainage Consolidation ······ 218
§8.5 Stone Column ······ 227
§8.6 High Pressure Jet Grouting ······ 235
§8.7 Cement-Soil Mixing Method ······ 239
§8.8 Geosynthetics ······ 244
References ······ 250
Chapter 9. Developments of Construction Techniques of Foundation Engineering ······ 255
§9.1 General ······ 255
§9.2 Evolution of Construction Techniques of Foundation Engineering ······ 256
§9.3 Characteristics of Development of Construction Techniques of Foundation Engineering in the 20th century ······ 260
§9.4 Piling Techniques ······ 262
§9.5 Deep Excavation Engineering ······ 270

§9.6 Concretin of Mass Foundation Structures ······ 277
§9.7 Environmental Protection Problems in Foundation Construction Works ······ 278
§9.8 Foundation Strengthening Techniques in Rectifying, Underpinning and Storey/ Load-Adding of Building ······ 283
§9.9 Developmental Trends of Foundation Construction Techniques ······ 289
References ······ 292
Chapter 10. Researches on Geotechnical Problems of Special Soils and Their Engineering Applications ······ 296
§10.1 Researches on Chinese Loess and Their Engineering Applications ······ 296
§10.2 Geotechnical Developments in Swelling Soils Areas ······ 312
§10.3 Geotechnical Developments in Frozen Soils Areas in China ······ 320
§10.4 Engineering Properties of Aeolian Soil in Arid Desert Areas and Their Applications ······ 332
References ······ 347
Chapter 11. Geotechnical Engineering in Different Fields of Construction Works ······ 354
§11.1 Developments of Geotechnical Engineering in Urban Construction ······ 354
§11.2 Geotechnical Engineering in Hydraulic and Hydro-Power Engineering ······ 369
§11.3 Geotechnical Engineering in Railway Construction ······ 380
§11.4 Geotechnical Engineering in Harbor Construction ······ 393
§11.5 Geotechnical Engineering in Highway construction ······ 399
§11.6 Developments of Geotechnical Engineering in Mining Engineering ······ 410
§11.7 Geotechnical Engineering in Airport Construction ······ 417
References ······ 431
Chapter 12. Standardization in Geotechnical Engineering ······ 437
§12.1 Economic System Background of Standardization and Its Developments at Home and Abroad ······ 437
§12.2 Review of Standardization of Geotechnical Engineering in China ······ 439
§12.3 Some Important Technical Problems in Standrdization of Geotechnical Engineering ······ 443
§12.4 Major Problems in front of Standardization of Geotecjnical Engineering in the 21st Century in China ······ 448
References ······ 449
Chapter 13. Developmental Trend of Geotechnical Engineering in the 21st Century ······ 452
References ······ 464
Subject Index ······ 465
Name Index ······ 492
Afterword ······ 504

第一章　岩土工程概论

第一节　岩土工程的定义

岩土工程一词译自 Geotechnique 或 Geotechnical Engineering,早期曾译为“土工学”,在50～60年代曾出过“土工汇刊”,后译为“岩土工程”,这比“土工”的涵义更为广泛和确切。1979年12月,岩土工程学报创刊,黄文熙教授在题为“为积极开展岩土工程学的研究而努力”的创刊词中提出:“出版岩土工程学报的目的,就是为了充分发扬学术民主,开展学术交流,促进岩土工程这门科学技术的发展,从而使我国尽快改变目前的落后面貌,赶上国际先进水平”[1]。20多年来,岩土工程的学科术语已为我国工程技术界所普遍接受,成为技术交流的通用术语,并已有一些以岩土工程命名的标准规范颁布,如《岩土工程勘察规范》(GB 50021—94)等,岩土工程学科已被确认为土木工程学科的一个重要分支学科。中华人民共和国国家标准《岩土工程基本术语标准》(GB/T50279—98)的颁布使岩土工程一词成为法定的术语。但上述的英文术语在我国还有几种不同的译法,如岩土技术、地质技术、地质工学和地质工程等。对于地质工程,还有另一种意思,其对应的英文名词为 Geoengineering 或 Geological Engineering,其研究范围可能比 Geotechnical Engineering 更广泛一些,是以工程地质环境为主要研究内容,或者说是研究“防灾”更合适一些。台湾地区则将 Geotechnical Engineering 译为“大地工程”或“地工技术”,在香港则称为“土力工程”,这些都是由于长期缺乏技术交流所致,许多术语都有不同的译法,以后将会随着与大陆接触交流的加强而相互了解。

在《岩土工程基本术语标准》中将岩土工程定义为“土木工程中涉及岩石、土的利用、处理或改良的科学技术”,这是高度概括的一种提法[2]。

I.K.Lee 在所著的《Geotechnical Engineering》序言中提出:“岩土工程是目前通用的名词,包含着那些可直接应用于求解土与岩石工程问题的一系列学科”[3]。这一定义侧重于学科的综合性,但未指明其包括哪些学科。

王钟琦在“探讨工程地质勘察技术体制改革的必由之路”一文中提出“岩土工程就是根据工程地质、土力学及岩体力学理论、观点与方法,为了整治、利用和改造岩土体,使其为实现某项工程目的服务而进行的系统工作”[4]。在王钟琦所著的《岩土工程测试技术》一书的序言中说明“岩土工程是利用土力学、岩体力学及工程地质学的理论与方法,为研究各类土建工程中涉及岩土体的利用、整治或改造问题而进行的系统性工作”[5]。这两个定义的内涵是一致的,都侧重并强调了“系统性”,这是与当时积极进行的工程地质勘察体制改革的目标相呼应的。

1982年,俞调梅等在“关于岩土工程及其专业人才培养的几个问题”[6]一文中讨论了岩土工程的内涵,认为岩土工程是把土力学与岩石力学应用于广义的土木工程,并与工程地质密切结合的学科。所谓广义的土木工程,包括水利、矿冶、港工、公路、铁道、桥梁、航空港、工业厂房、房屋建筑与市政工程等,这些工程是岩土工程的服务对象,而岩土工程同时也是这些工程的组成部分。因此,岩土工程是土木工程的一个部分,是在广义的土木工程中,解决与土和岩

石有关的工程问题的学科。这个定义的重点在于阐述岩土工程与各种主体工程的关系,说明岩土工程的高度综合性。

中国土木建筑百科词典对岩土工程的释义为:“以工程地质学、岩体力学、土力学与基础工程学科为基础理论,研究和解决工程建设中与岩土有关的技术问题的一门新兴的应用科学”[7]。

此外,美国地质协会的《地质词典》[8]及《韦伯斯特大词典》[9]上,把岩土工程学说成是:“运用科学方法和工程原理,使地球更适应于人类居住条件,以及为了勘探资源与利用资源的一门学科。”其研究范围更为广泛,比较接近于地质工程学科的范畴。

综合上述各家对“岩土工程”的定义,可以概括为三个层次:

1. 岩土工程是以土力学与基础工程、岩石力学与工程为基础,并和工程地质学密切结合的综合性学科。

由于岩土工程涉及土和岩石两种性质不同的材料,解决土和岩石的工程问题不仅需要应用数学和力学,而且还需要运用地质学的知识,因此岩土工程并不是一门单一的学科,任何单一学科都不足以覆盖岩土工程丰富的内涵。

2. 岩土工程以岩石和土的利用、整治或改造作为研究内容。

有许多学科都以土或岩石作为其研究对象,例如,地质学、土壤学等,其研究内容各不相同;岩土工程研究土和岩石并不是从地学或农业的角度,而是从工学的角度,以工程为目的研究岩石和土的工程性质。当岩土的工程性质或岩土环境不能满足工程要求时,就需要采取工程措施对岩土进行整治和改造,不仅涉及对岩土性质的认识,而且需要研究如何采用有效的、经济的方法实现工程目的。

3. 岩土工程服务于各类主体工程的勘察、设计与施工的全过程,是这些主体工程的组成部分。

岩土工程不是一门独立于土木工程学科之外的学科,而是寓于各主体工程之中的学科。例如,它服务于建筑工程,就是建筑工程的一部分;服务于桥梁工程,就是桥梁工程的组成部分。岩土工程是它所服务的学科的组成部分,没有不从属于主体工程的岩土工程。但岩土工程又有其特有的、不同于上部结构的自身规律和研究方法,将它们的共同规律从各种主体工程中归纳出来进行研究有助于更好地解决各类工程中的岩土工程问题,这是岩土工程学之所以能发展成为一门学科的客观基础。

第二节　岩土工程学科的形成

在讨论以 Geotechnique 为名称的学科形成时,俞调梅教授在文献[6]中对岩土工程一词的来历进行了历史的回顾:“Geotechnique 这个词很早就已存在的,这一名词最早可能是在库伦于 1773 年写成并在 1776 年出版的著名土压力论文《极大极小原理应用于建筑中的静力学问题》的末尾[10]”;“岩土工程这一名词较广泛地出现在西方国家的技术文献资料中,可认为是在 1948 年英国的《岩土工程》杂志创刊[8]时开始,那时借用了法文‘geotechnique’这个词作为杂志的名称,但在创刊号的封面上写明了《岩土工程(国际土力学杂志)》;隔了 24 年以后,就只写《岩土工程》,不再加注土力学了。所以,‘岩土工程’那时是作为‘土力学’或‘土力学与基础工程’的同义语出现的。在太沙基为《岩土工程》杂志(创刊号)写的序言[11]中,强调了要重视工程地质学”;“在 1948 年以前,在西方国家中就存在以岩土工程命名的机构,如瑞典的国有铁路

岩土工程委员会(成立于 1913 年)和丹麦的岩土工程研究所(成立于 1943 年)。1948 年以后,英国于 1950 年成立了“英国岩土工程协会(British Geotechnical Society)”。“在这以后,岩土工程的涵义逐渐扩大了,例如,在岩土工程杂志中可以看到岩石力学的文章,也可以看到月球土力学的文章了。但岩土工程这个名词,至今仍然可以认为是广义的土力学(或土力学与基础工程)的同义语。例如,美国土木工程师协会的《土力学与基础工程杂志》在 1974 年改名为《岩土工程杂志》,但在内容上并没有多少改变”。对于我国岩土工程这一术语之所以被接受,俞调梅教授认为,“这可能是由于在 50 年代初期,学习了苏联的文献资料,把通常说的土(砂土、粘土)称之为疏松岩石或疏松土,因此曾经用岩土力学这一名词来代替土力学,而岩土工程这一名词就可能由此产生的”。象俞调梅教授这样对岩土工程术语的由来与发展进行如此全面的叙述,还是不多见的。从 18 年前的上述历史回顾中可以看出,岩土工程是以土力学与基础工程为基本内容逐步发展起来的,同时讲到了要重视工程地质学,也说到了岩石力学的出现与发展。俞调梅教授对从 1773 年至 1982 年漫长的 200 多年岩土工程学科形成的这一回顾言简意赅,阐述了组成岩土工程的三个基本学科的历史关系。

早期,曾将岩石力学作为土力学的一个分支,也有作为地质力学的一个分支学科,随着工程技术的发展,岩石力学逐渐形成一门独立的学科,如果以 1963 年国际岩石力学学会成立作为岩石力学发展的里程碑,则至今也只有几十年的历史,晚于土力学,但其发展非常迅速。我国的岩石力学主要起步于 20 世纪 50 年代末至 70 年代初的三峡岩基专题研究。俞调梅教授在 1962 年就开始讲授岩石力学,为我国最早讲授岩石力学的教授之一。在 1985 年中国岩石力学与工程学会成立以后,我国岩石力学进入成熟发展的阶段,岩石力学与工程取得了很大的进展,在岩土工程中的作用与地位进一步加强。

我国的工程地质勘察体制是按照前苏联的模式建立的,是与计划经济体制相适应的模式,与工业发达国家的岩土工程体制有着很大的不同。从 80 年代初开始,对工程勘察体制进行了重大的改革,使之逐步与国际的习惯做法接轨。土力学、岩石力学与工程地质这三门构成岩土工程的基本学科,在岩土工程的发展中的作用与地位日益凸现,形成了我国岩土工程学科群体。

第三节　岩土工程的发展历史

岩土工程学科是在岩土工程实践与技术的发展历史长河中形成的,国际著名土力学家 B.B Broms 曾经说过“岩土工程的历史是非常令人激动的。”[12]

岩土工程或岩土技术是随着人类的出现与发展,不断获得进展的工程技术。岩土工程技术活动的产生可以追溯到史前时期,是人类赖以生存和发展的必要条件,经过了漫长的知识积累和升华的历史过程,而形成现代意义上的岩土工程学科尚不足 100 年。

关于土力学的发展历史,曾有不少的学者论及,但对于岩土工程技术发展历史的全面阐述,很少在文献中看到。本书尝试从历史的角度,对岩土工程的历史作一初步的归纳。

俞调梅教授在汇报参加 1979 年墨西哥国际土协执行委员会以及土力学讨论会情况时,介绍了 N. Janbu 回顾土的强度理论和破坏机理研究的历史过程,认为在 1925 年以前,主要是考虑以 Mohr - Coulomb 原理为依据的古典的最大剪应力理论;从 1925 年到 1960 年是 Terzaghi 土力学阶段,注意到了有效应力、超静水压力,以及不扰动土样与三轴试验等;1960 年以后的土力学注意到了应变的重要性,应力与应变的历史,应变发展过程对强度的影响等[13]。1960 年,美国土木工程师协会召开抗剪强度会议,Terzaghi 因身体原因没有出席,在致会议代表的

信中，Terzaghi追忆了35年前有效应力概念的提出以及稍后第一台三轴压缩仪的建成对于土力学发展的作用[14]。黄文熙教授于1981年在《土的工程性质》一书中提出："人类在土基上或土体中建造房屋和挡土建筑物，以及用土作为工程材料建造堤和坝，已经有很悠久的历史。然而，土力学成为一门技术科学，却只有五十多年的历史。在太沙基(K. Terzaghi)于1925年出版了著名的《土力学》一书的前后，也曾有不少学者对土工问题的研究作出过重大的贡献。许多经典的土力学理论一直沿用迄今，并且仍然是现今土力学中的重要内容。但是，人们却认为太沙基是土力学的奠基人，因为他是第一个重视土的工程性质和试验的人。他所倡导的确定土的力学性质的有效应力原理，更是对土力学的主要贡献[15]。沈珠江院士于2000年5月发表的《理论土力学》[16]中提出："土力学的发展可以划分为以下三个历史时期。萌芽期(1773～1923)、古典土力学(1923～1963)和现代土力学。"认为"土力学的发展当以Coulomb首开先河，他在1773年发表了论文《极大极小准则在若干静力学问题中的应用》，为今后的土体破坏理论奠定了基础。1923年，Terzaghi发表了著名的论文《粘土中动水应力的消散计算》，提出了土体一维固结理论，接着又在另一文献中提出了著名的有效应力原理，从而建立起一门独立的学科——土力学。而Roscoe的工作则直接导致现代土力学的诞生。"这些论述对于讨论岩土工程发展历史无疑有十分重要的指导意义。

在18世纪工业革命以前，岩土技术仅是在实践中积累了一些零星的工程经验，是岩土工程发展的第一历史时期。从18世纪60年代工业革命开始，岩土工程进入了理性发展的第二历史时期，先后建立了一系列经典的土力学理论；20世纪初，铁路、大坝和高层建筑的兴建为岩土工程的发展提供了客观条件；太沙基提出的有效应力原理为代表，在试验技术和计算方法方面形成了完整的土力学体系，标志着岩土工程已进入了成熟的第三历史时期，在20世纪末，当人们展望新的世纪中岩土工程的发展趋势时，对于新的第四历史时期的特征、研究的核心问题，从不同的角度提出了许多有益的探讨。

一、第一历史时期

从一些历史遗址考古中发现，在人类处于穴居或巢居的时代，原始人就已经利用土、木、石等自然资源以谋求改善生存和生产条件，人类的活动从一开始就离不开岩土工程。

1993年3月至4月，在南京汤山地区雷公山的葫芦洞，出土了距今50万年的早期直立猿人头骨化石和一颗臼齿。这与我国北京周口店发现的"北京猿人"洞穴可能是迄今所知最早的与岩土工程有关的遗址。最近在福建三明市万寿岩发现20万年前的旧石器时代早期古人类活动洞穴遗址，总面积达1200余平方米，已出土石制品800余件。[17]

我国夏代大禹治水，分土地为九个等级，从疏导入手，换来九州平安，这是在4 200余年前的一项非凡的防治水患的岩土工程。

随着时间的推移，人类经过部落时代而产生了城市，世界许多大城市都有悠久的历史，上海虽于1292年设县治，但早在6 000年前已有居民在此生息[18]。约旦西部边境的耶利哥城是世界上现存最古老的城市，已有9 000年的历史[19]；我国武汉最初建城于盘龙，至今已有3400年历史。最近，在河南新密市古城寨村发现一座保存相当完好的4 000多年前的古城址，据推测，很可能是黄帝的故都。该城址东南部原为低洼地带，筑城时大面积填土夯实以筑墙基，其最深处达10m之深，墙基宽度大多在60m至100m之间[20]。

由于城市的兴建，道路和桥梁渐渐为人类生活、生产和战争所必需，于是形成了与岩土工程密切相关的又一重要领域。据史载，远古尧帝时，称道路为"康衢"；西周时按道路规格分为

“路、道、途、畛、径”;秦始皇为了传递文书,采用了“稳以金堆”的路基压实措施修筑“驰道”;唐代以筑路长达5万里者为“驿道”;元代则有“大道”之称;清代称为“大路官”等。凡此种种无不蕴藏着岩土工程的业绩[21]。

距今1 300多年的隋朝石匠李春主持修建的赵州石拱桥,是世界桥梁史上一座杰出的名桥,至今保存完好,仍在使用。其桥台设置于密实粗砂层上,若不是当时处理地基得当,何能至今仍在使用[22]。

长城是古代的军事工程,始建于公元前5世纪,秦始皇时代连接起来的北京八达岭长城是驰名中外的伟大历史遗迹,而其基础实有赖于对岩土的正确处理[22]。最近,在河南南阳发现的大规模古石城是战国时代楚国长城的遗址,应是我国最早的长城[23]。在江南,浙江临海保存着始建于东晋(距今1 600余年)的古城墙墙基,长达4 671 m,并有7道城门,8座敌台,17座平台,其形态、功能与八达岭长城十分相似。

始于隋朝(公元6世纪)开凿的我国大运河跨经长江、淮河和黄河流域,逶迤万里,举世闻名。若没有处理好岩土问题,岂能穿越地质条件迥然不同的辽阔地区而成为亘古奇迹。

建于明代(15世纪末)的北京五塔寺的金刚宝座塔,是在一个很大的塔基台座上建造了五座塔,组成一个塔群。这与当今所谓“大底盘”上建造广场式建筑群堪称异曲同工,或曰前者为后者开了先河[22]。

我国木桩基础的使用,可以追溯至距今六、七千年的河姆渡文化期,在河姆渡遗址可以见到以木桩支护水井上部的基坑[24]。至今保存完好的、建于隋朝(公元前6世纪)的河南郑州超化寺塔,是在淤泥中打入木桩形成的塔基。建于五代(公元10世纪)的山西太原晋祠圣母殿也支承在木桩上。五代的杭州湾大海塘大规模地采用了木桩加石承台。明、清时代的北京御桥、南京石头城都采用木桩基础。

北京故宫等我国历代兴建的许多宏伟壮丽的宫殿、寺院和遍布各地的巍巍高塔,都全靠奠基牢固,方能历经风雨沧桑而屹然无恙。

浙江东阳城区卢宅古建筑群,建于14世纪中叶,前后九进,主轴线纵深达320 m,为我国民居之最。其主体建筑称“肃雍堂”,建筑界有“北故宫,南肃雍”之美誉,充分说明了我国民居建筑在建筑、结构和地基基础方面所达到的综合水平。

近年,浙江龙游县发现的古石窟群,其规模宏伟,布置有序,施工精湛,已引起考古学家、岩石力学家、建筑学家,乃至旅游部门的密切关注。虽然它的开凿年代与当时的用途有待考证,但它属于一项超常的岩土工程的历史业绩,自无异议。

上述在岩土工程第一历史时期的若干著名的和新发掘的工程实例,足以说明我们的祖先创造岩土工程的业绩。只是由于当时生产力水平的制约,这一历史时期自史前一直延续到18世纪60年代,经历了漫长的岁月。

岩土工程第一历史时期区别于以后各历史时期的特征在于:

1. 此时期,特别是史前时期,缺乏对地质勘探的认识和手段。我国古代虽有“堪舆学”与“择地术”,为房屋建筑选择场地,但只能讨论场地地面,没有可能了解地基的深部。由于对地质条件缺乏了解,因地基基础问题而引发的工程病害或事故并不少见,给先民留下了许多力不从心的遗憾。

2. 尚无地基基础的设计可言,主要凭工匠的经验。由于缺乏设计和施工计划,因此有些工程常边建边改,甚至经几次停工才建成。如意大利比萨斜塔,奠基动工于1173年而竣工于1372年,历时整整200年,在塔身建至3层半时发生了不均匀沉降,因无法处理而被迫停工,

一停就是 94 年,后于 1272 年带着倾斜复工,倾斜加剧又被迫停工,一停又是 82 年[25]。

3. 生产方式停留在手工劳动阶段,施工消耗巨大的人力物力,施工周期长,效率低下。著名的历史遗址,如埃及金字塔、中国长城等,每项工程都历时几十年,动用数以万计的劳动力,耗资巨大。

4. 建筑材料以天然材料为主,石灰和砖瓦在当时已是最好的人工材料,材料限制了建筑物的高度与体量,对地基承载力的要求一般不高。

尽管当时生产力低下,但我们的祖先在创造人类文明的过程中,还是给我们留下了岩土工程方面的许多宝贵经验:

1. 在《考工记》、《营造法则》、《工程做法》、《鲁班经》和《式样雷》等传世之作中包含了许多地基处理和基础的做法。

2. 对地基土的换填、夯筑在许多现存古建筑中都有发现,如在 3 000 多年前商小屯遗址中可以看到分层夯实、各层榫卯衔接的工艺遗迹。这种技术在后代多应用于河泊堤岸,在大型建筑中也有应用[26]。

3. 从虎丘塔中心轴线呈折线状抛物线的形态可以看出,建塔时已发现塔身倾斜,并在施工中逐层纠偏,说明施工中已有测量控制的做法。局部开挖发现,古人竟将此自重达 63 MN 的结构支承在互不相连,基础也不扩大的几个砖墩上。

4. 浙江平湖软土地基上的报本塔,建于明末清初,原拟采用天然地基建七层,但因屡建屡塌,后加了木桩并只建五层而结顶,并在碑文中详细记载了塔基的修筑经过,是不可多得的历史技术资料。

二、第二历史时期

18 世纪 60 年代的欧洲工业革命和 19 世纪中叶的第二次工业革命,推动了社会生产力的发展,出现了水库、铁路和码头等现代的工程,提出了许多有待解决的岩土工程问题,如地基承载力、边坡稳定、支挡结构物的稳定性等;同时施工机械的出现,也为现代岩土工程的发展提供了物质条件;工程中出现的事故和难题促使人们进行土力学理论探索和岩土工程的技术创新,拉开了岩土工程学术研究的序幕,开始出现土力学的许多经典理论,这个过程延续了大约 160 年,为 20 世纪太沙基土力学体系的形成准备了条件。

有关土力学的第一个理论是 1773 年由法国科学家库伦(C. A. Coulomb)建立并后来由摩尔(O. Mohr)发展了的土的 Mohr - Coulomb 强度理论,为土压力、地基承载力和土坡稳定分析奠定了基础。1776 年 Coulomb 发表了建立在滑动土楔平衡条件分析基础上的土压力理论;1846 年,柯林(Collin)用曲线的滑裂面对土坡稳定进行了系统研究,发表了关于斜坡稳定性的理论;1856 年,法国工程师达西(H. Darcy)通过室内渗透试验研究,建立了有孔介质中水的渗透理论,即著名的达西定律;1857 年英国学者朗肯(W. J. M. Rankin)提出了建立在土体的极限平衡条件分析基础上的土压力理论,它与库伦理论被后人并称为古典土压力理论,至今仍具有重要理论价值和一定的实用价值。1869 年俄国学者卡尔洛维奇(Карлович)发表了世界上第一本《地基与基础》教程;1885 年法国学者布辛内斯克(J. Boussinesq)和 1892 年弗拉曼(Flamant)分别提出了均匀的、各向同性的半无限体表面在竖直集中力和线荷载作用下的位移和应力分布理论,迄今仍为计算地基中应力的主要方法;1889 年俄国学者库迪尤莫夫(Кудюмов)首次应用模型试验研究地基破坏基础下沉时地基内土粒位移的情况。20 世纪初,土力学继续取得进展,1920 年普朗德尔(Prandtl)根据塑性平衡的原理,研究了坚硬物体压入

较软的、均匀的、各向同性材料的过程,导出了著名的极限承载力公式。这些早期的著名理论奠定了土力学的基础。

在第二历史时期中,新材料的应用对岩土工程的发展有着深刻的影响,如果没有钢铁、水泥和混凝土的使用,便没有现代意义的土木工程,也没有岩土工程的发展。

1885 年,美国芝加哥建成了世界上第一座具有现代意义的钢结构高层建筑,10 层的家庭保险公司大楼,高 55 m。1902 年,美国辛辛那提建成 16 层的登格尔斯大楼,是世界上第一座钢筋混凝土高层建筑。随之,在美国纽约等城市,乃至世界各地,兴起了建造高层建筑之风。

桥梁和高层建筑的兴建,对地基承载力提出了更高的要求,桩基开始大量被采用。在 19 世纪末,芝加哥在遭受特大火灾后重建工程中成功地采用了"人工挖孔桩"。这种桩型是对桩基技术乃至岩土工程技术的一大贡献,100 余年来一直受到世界各地的青睐[27]。1899 年,俄国工程师斯特拉乌斯(Страус)首先提出了混凝土灌注桩的建议。1901 年,美国工程师莱蒙德(Raymond)也独立地提出了沉管灌注桩的设计,此概念很快流传至世界各地[28]。

岩土工程发展的第二历史时期,相当于我国清乾隆 24 年至民国 14 年间。由于清皇朝的闭关自守和帝国主义的入侵,以及辛亥革命以后的军阀混战等原因,我国的经济极度落后,除了少数工程外,国内基本上无工程建设,更谈不上岩土工程的发展。

清朝自 19 世纪 80 年代开始修筑铁路,至甲午战争只完成了从天津至山海关一段铁路以及台湾新竹附近一小段铁路;1911 年清政府被推翻时,共完成铁路 4 300 多公里,其中除京张铁路(1905～1909)为我国杰出的铁路工程师詹天佑(1861～1919)自己设计并主持施工外,大多为外国人出资和设计施工。

1923 年,我国上海建成了 10 层的字林西报大楼,是我国第一座现代高层建筑,比芝加哥的家庭保险公司大楼晚 38 年。

纵观历史的发展,B. B. Broms 认为,早期土力学发展的一个转折点大约发生在 1913 年。当时,瑞典、巴拿马、美国、德国等相继发生重大滑坡坍方事故,表明已有的一些分析方法不能满足处理事故的要求,于是纷纷成立了专门委员会或委托专家进行调查研究。例如,瑞典为处理铁路沿线不断出现的坍方问题,在国家铁路委员会内设立岩土委员会;巴拿马运河为处理可能堵塞运河的一段河道边坡事故,成立了专门委员会;美国土木工程师协会设立了研究滑坡的特别委员会;德国的基尔运河为处理施工中的滑坡事故设立了调查委员会;德国的克莱(K. Krey)开始对挡土墙和堤坝所受的土压力进行广泛的调查研究。此外,瑞典由于 Stigberg 码头的破坏,成立了港口特别委员会,对该码头滑动原因进行分析,导致了著名的瑞典圆弧滑动法的产生。瑞典国家铁路委员会的岩土委员会于 1920 年成立了一个岩土试验室,它可能是世界上第一个岩土试验室[12]。

瑞典学者 Christopher Polhem 可能是最早研究打桩技术和桩的承载力的学者之一。早在 18 世纪上半叶,他写道:"对一根桩,必须知道三件事,即锤的重量、锤击时桩锤的提升高度以及锤击时桩的下沉量。"他认为,如果知道了这三个因素,就能得到桩的承载力的大小和计算出需要桩的数量,而毋需深究其理论关系。他的观点与后来许多国家的学者所研究制订的打桩公式的本质是一致的[12]。

补偿基础的原理早在 19 世纪就已为欧美一些国家的学者在实际中运用。1908 年加拿大,不列颠哥伦比亚,维多利亚市的皇后旅馆较早地采用了补偿基础[12],比著名的墨西哥的拉丁美洲大厦(1957)整整早半个世纪。

岩土工程第二历史时期的主要特征是:

1. 出现了现代意义的土木工程、水利工程和铁路工程,工程规模和技术难度要求使用机械化的施工方法和理论的指导,社会生产力的发展也提供了这种可能。

2. 岩土工程的施工技术由于施工机械的产生而发生了根本的变化,奠定了近代岩土工程技术的物质基础,大型的、机械化的施工实践为理论的产生提供了丰富的工程经验。

3. 为了解决挡土墙、土坡、地基承载力等土体稳定性问题和地下水的渗流问题,库伦、达西、朗肯等科学家相继通过试验、观察和数学力学的分析计算,提出了一系列著名的理论和方法,奠定了近代岩土工程的理论基础。

三、第三历史时期

约 1913 年土力学发生转折的时候,也正是太沙基对土力学进行探索研究并形成飞跃的阶段。1906～1912 年间,年轻的太沙基在所从事的结构工程和水电站工程工作中,看到许多地基工程的意外失败事故,发现当时对于土的力学性质的认识远未能解决实际工程问题,于是下决心对土的力学性质进行长期的试验研究,在 1921～1923 年间形成了土力学的有效应力概念和土的固结理论。1925 年是现代土力学发展道路上的里程碑,太沙基出版了他的经典著作《土力学》,此书是用德文发表的,书名为(Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage),尔后,又在 Engineering News Record 期刊上以“土力学原理”为标题发表系列文章,扼要介绍他所研究和发现的成果。这些成果终于奠定了他作为土力学创始人的地位,并使他被公认为土力学和基础工程方面的权威[29]。

在太沙基以前,土木工程中的许多土工问题并无合理的计算分析方法,多数仅凭经验设计,因而常发生意外事故。是太沙基首次将各种土工问题归纳成为系统的有科学依据的计算理论。然而,太沙基的功绩并不局限于他对土力学的理论贡献,在他将土力学理论广泛应用于大量实际工程时,深刻地洞察到土的力学性质不可避免地受各种复杂因素的影响,他一贯倡导必须注意全面调查实际的工程地质情况并加以综合判断。真如太沙基所说的那样,直到 20 世纪 30 年代,地基勘探的唯一办法是根据工长的靴子后跟在基槽土面留下的痕迹作出地基承载力的判断。由于太沙基的倡导和推动,建立了一套野外勘探与室内试验的方法,使土的力学性质的研究和地质条件密切结合,从根本上改造了初期的土力学,填补了地质学和土木工程学之间的空白。太沙基于 1948 年对初期的土力学作了如下的评价:“土力学创始于 1776 年库伦土压力理论的发表,是个很有才能的开端,但在后来的一个世纪里就几乎没有什么进步,研究工作多少局限于改进干的纯净的无粘性的砂作用于挡土墙背的计算方法,针对此课题所发表的一些论文和课题实际的重要性很不相称。在工程实践中,大多数施工难点与事故是由于渗流所产生的压力引起的,但这些压力并未受到重视。因此,它们对于要面对实际的工程师来说,用处不大,这些理论多半在教室里才会有用处。”[30] 正是太沙基最早对砂土管涌现象进行研究,继而试验探索高塑性粘土的固结规律,解释了滨海粘土受压后长期缓慢的沉降及其强度逐渐增长的内在原因和规律,并从此使土力学对自然界许多复杂现象的研究得以逐渐深入。20 世纪中叶,太沙基的《理论土力学》以及太沙基和泼克合著的《工程实用土力学》是对土力学的全面总结,使岩土工程技术具有了坚实的理论基础,从感性走向理性,并对岩土工程的发展产生深远的影响。

对于 20 世纪土力学发展的阶段划分,沈珠江院士在他的新著《理论土力学》中提出:土力学的萌芽时期从 1773 年至 1923 年,古典土力学时期从 1923 年至 1963 年,从 1963 年以后进入现代土力学时期,可能还需要 30 年的时间才能大体上完成其基本框架。

在太沙基于1963年去世以后的三十余年中,岩土工程确实已发生了许多新的变化,考察岩土工程的发展阶段应当研究这种新的情况。

例如,岩石力学体系的形成,非饱和土研究的迅速发展,环境岩土工程的出现等,正在研究和解决太沙基时代还没有凸现出来或没有解决的技术问题。又如世界上最高的100幢高层建筑中,有93幢建成于20世纪最后的40年中;世界上25座200m以上的高坝中,23座是在1960年以后建成的;24座大型地下厂房全部建于60年代以后,可见,岩土工程领域的范围和内涵都已发生了巨大的变化。随着新世纪的到来,岩土工程也将进入一个崭新的历史时期。与前面两个历史时期相比,第三历史时期具有下列明显的特征:

1. 随着经济建设的发展,岩土工程所涉及的领域由传统的水利工程(堤坝)、建筑工程(基础、基坑)和公路铁路工程(路基、边坡、桥梁基础、隧道)扩大至地震工程、海洋工程、环境保护、地热开发、地下蓄能、地下空间开发利用等领域。

2. 钢材、水泥以及其他新材料的大量推广应用,改变了土木工程和岩土工程的基本面貌,土工合成材料的产生以及在岩土工程中的广泛使用,为重大工程和岩土工程疑难问题的解决提供了新的技术途径和方法。

3. 机械、电子工业的发展为岩土工程提供了各种重型的、自动化的施工装备,改变了岩土工程大量手工劳动的状况,提高了劳动生产力,为解决大型、深层、深水条件下的岩土工程施工技术创造了物质条件,促进了桩型和地基处理方法的不断创新。

4. 现代计算机和数值计算技术的出现与发展,离心模型试验机以及大型、高压三轴仪等现代量测、试验设备的问世,为岩土工程复杂问题的研究、计算与验证提供了先进的手段,推动了信息化施工方法的形成,促进岩石力学和土力学的不断发展。

综上所述,可见在第三历史时期,岩土工程已经取得了十分辉煌的成就,堪称是岩土工程创建和形成的时期。但由于岩土条件的特殊复杂性和岩土工程类型的极其多样性,70年来岩土工程的发展是极不平衡的。人们对于岩土特性的认识还远不能满足工程实践的要求,岩土工程设计仍然是在很大的不确定性条件下进行的,随着工程规模和难度的增大,岩土工程中新的技术问题不断出现,工程事故仍时有发生。面临21世纪社会、经济和科学技术的飞跃发展,岩土工程将在充满矛盾和挑战中进入新的发展历史时期。

第四节　岩土工程的分支学科

岩土工程是一门综合性的学科,是在许多学科先后发展的基础上逐步融合而形成的,岩土工程学科的形成是一个学科综合与交叉的过程,在综合之中又衍生出一些新的学科。因此,岩土工程的分支学科包括基本学科和交叉学科两类。

基本学科包括土力学与基础工程学、岩石力学与工程和工程地质学三门主要学科。

土力学是运用数学力学方法研究土体的应力与应变、强度与稳定性状的学科,是力学的一个分支。但由于土是一种特殊的变形体材料,其应力应变关系不同于一般的变形体材料,因此土力学还要着重研究土的物理、力学性质的试验方法和工程特性的变化规律。土力学也可以定义为:“研究土的物理、化学和力学性质及土体在荷载、水、温度等外界因素作用下工程性状的应用科学”[2]。土力学在发展过程中形成了许多分支,从不同的研究角度,形成不同的分支学科,例如有的以土的类型划分,如研究冻土、非饱和土等不同的特殊土类;有的以研究方法划分,如侧重于计算或实验;有的以所研究的土的特性划分,如研究土的动力性或随机性等。近

20 年来,在土力学领域中形成了土动力学、计算土力学、实验土力学、非饱和土力学、冻土力学、随机土力学等分支学科。

基础工程学涵盖各种类型建筑物、构筑物的各类基础及地基处理的设计与施工技术,其研究领域非常广泛。基础工程服务于各种类型建筑物与结构物,包括建筑工程、桥梁工程、水工建筑物、港工建筑物、海上平台等各种陆上、水上、水下和地下的结构物。以土作为材料的工程和以土作为结构物环境的工程,如堤坝、土中隧道等的设计与施工方法,也是土力学与基础工程基本原理的具体应用。基础工程的研究内容包括浅基础、深基础和桩基础、地基处理、支挡结构物、基坑工程以及现场监测技术、地基与基础的共同作用分析技术等,几乎囊括了所有与土有关的结构工程的设计计算技术,以及实施设计意图的施工技术和施工组织管理。

按照陈宗基教授的提法,"岩石力学是研究岩石过去的历史,现在的状况,将来行为的一门应用性很强的学科";美国地质协会岩石力学委员会对岩石力学的定义是:"岩石力学是关于岩石的力学性态理论和应用的学科,它是与岩石性态对物理环境的力场反应有关的力学分支";岩石力学是以地质学为基础,运用力学和物理学的原理,研究岩石在外力作用下的物理力学性状的理论和应用的学科,岩石工程主要包括岩石地基、岩石边坡和洞室工程。按照研究内容与应用领域的不同,岩石力学的分支学科有岩石流变力学、岩石动力学、采矿岩石力学和石油工程岩石力学等[31]~[34]。

工程地质学是在地质学与建筑工程学、矿山工程学、水利工程学等的边缘上形成和发展起来的学科,是通过调查、研究及解决与各类工程建设有关的地质问题的学科,但从体系上说,工程地质学属于地质学的一个分支学科。工程地质学也可以定义为"研究与工程活动有关的地质环境及其评价、预测和保护的科学"[2]。工程地质学按其研究的内容划分的分支学科有普通工程地质学、专门工程地质学、区域工程地质学、海洋工程地质学等,近年来也有计算工程地质学和大城市工程地质学的提法[35]。

谢定义教授提出了岩土工程学的基本框架,认为岩土工程学应当包括两大部分,一部分称为"总论",另一部分称为"分论"。总论是以工作内容为线索,研究岩土工程勘察、岩土工程设计、岩土工程施工、岩土工程检测以及岩土工程管理诸方面带有共性的规律和方法;分论以工程类型为线索研究岩土地基工程、岩土边坡工程、岩土洞室工程、岩土支护工程和岩土环境工程等方面的基本要求和方法[36]。这个基本框架描绘了岩土工程学未来发展的学科群体系,比较符合客观实际。有些分支学科已经在形成,如岩石地基工程学、岩石边坡工程学、岩石洞室工程学等;有些分支学科已经出现雏形,如基坑工程学;有些分支学科可能还会细分,如桩基工程学可能从地基工程学中分化出来。

交叉学科是在岩土工程基本形成以后,由于工程实践的需要和科学技术发展的必然而逐步形成的分支学科,例如环境岩土工程学就是一门新兴的综合性交叉学科。岩土环境问题是大多数工业化国家面临的影响可持续发展的问题,工业发展愈迅速,废弃物也愈多,处理和处置日渐增多的废弃物是环境岩土工程一项重要课题。此外,水质与地下水污染以及污染质的传输也是环境岩土工程师面临的技术难题。环境岩土工程的另一个领域是废弃物和污染质的特性研究,研究其物理、力学与化学性质,研究岩土介质与污染质之间的相互作用,这是解决环境岩土工程问题的基础性研究[37]。

第五节 岩土工程在经济建设与社会发展中的作用

人类生存和发展的历史就是一部对土和岩石的利用、处理和改良的历史,现代的经济建设

和社会发展更离不开对岩土的整治、利用和改造。岩土工程是建设工程成败的关键，为社会可持续发展提供必要的保证。

由岩层和土层所构成的广袤大地是工程建设的基地，是建筑物的地基，是地下建筑的环境，为土工构筑物提供填筑材料，因此岩层和土层的构造与工程性质直接影响工程建设的质量与造价，对岩土条件认识的偏差可能会导致损失巨大的事故。人类在与大自然斗争的历史长河中，从正、反两个方面学会了认识岩土、利用岩土和改造岩土的本领，也逐步懂得了岩土工程的作用与重要性，在工程实践的推动下，对岩土工程的研究和应用日益发展。

1959 年法国 67 m 高的马尔帕塞薄拱坝因坝基失稳而毁于一旦，死亡 380 人。4 年后，意大利 265 m 高的瓦昂拱坝上游托克山左岸发生大规模的滑坡，滑坡体从大坝附近的上游扩展长达 1 800 m，并横跨峡谷滑移 300～400 m，估计有 2～3 亿立方米的岩块滑入水库，冲到对岸形成 100～150 m 高的岩堆，致使库水漫过坝顶，冲毁了下游的朗格罗尼镇，死亡约 2 500 人，但大坝却未遭破坏[13]。这两起震惊世界的特大灾害给人们敲响了警钟，在岩石工程中必须重视岩石力学。

1975 年 8 月，淮河板桥石漫滩水库因老化而垮坝决口，狂泻的大水夺走了万余条猝不及防的性命[38]。垮坝的重大事故提醒人们，必须重视对岩土工程结构物生命周期与老化规律的研究。

1985 年 6 月 12 日凌晨，在长江西陵峡上段，兵书宝剑峡出口处发生总体积为 2×10^{7} m^{3} 的新滩滑坡。新滩古镇滑入长江，古镇全部被毁。由于自 1968 年以来对该滑坡进行了深入的研究与地表位移的长期监测，在滑坡发生以前及时发出临滑警报，能以紧急疏散人员而全镇 1 371人无一伤亡。这一大灾无人员伤亡的事例说明只要重视岩土工程工作，加强监测和预报，地质灾害是可以预测、预报，可以减少损失的。

1995 年 12 月，武汉市整体爆破一幢 18 层的高层建筑，高度 65.5 m，采用 336 根锤击沉管扩底灌注桩，桩长 17.5 m，桩端进入中密粉细砂持力层 1～4 m。爆破拆除的原因是该高层建筑结构到顶后 3 个月内产生很大的倾斜，顶部水平位移达 2 884 mm，倾斜超过 5%，且发展速度很快，如不及时拆除，有整体倾覆的危险[39]。这一桩基失稳的事故告诉人们采用桩基础并不是万无一失的，应当重视桩基础安全度的研究。

1996 年 9 月，海口市经受 12 级飓风袭击，伴有 400 mm 以上的大暴雨，在滨海大道旁的某商住小区内，一座停工中的体积达 30 000 m^{3} 的巨型地下室突然窜出地面 5～6 m，整体倾斜，犹如平地出现一艘水泥船，停泊在两幢高楼的中间。虽然经过降水、牵引、归位等工程措施处理，但因地下室两端高差仍有 90cm 无法扶正，且顶板和外墙均已开裂，不能继续利用而报废[40]。这一典型的倾覆失稳的事故再次告诫人们，粘性土中的巨大浮力不容忽视。

1998 年长江全流域特大洪水时，万里长江堤防经受了严峻的考验，一些地方的大堤垮塌，大堤地基发生严重管涌，洪水淹没了大片土地，人民生命财产遭受巨大的威胁。仅湖北省沿江段就查出 4 974 处险情，其中重点险情 540 处中，有 320 处属地基险情；溃口性险情 34 处中，除 3 处是涵闸险情外，其余都是地基和堤身的险情。可见，长江防洪工程的重点在岩土工程。

上述事故实例说明，岩土工程方面的事故具有突发性、灾害性和全局性的特点，不仅使工程全军覆没，而且常殃及四邻，危害环境。为了防止工程事故的产生，在重要工程的各个阶段都应十分重视岩土工程的勘察、设计、施工和检测。在工程建设的不同阶段，岩土工程对主体工程的作用与影响是不同的。在工程可行性研究阶段，岩土工程问题常是工程可行性评价决定性的内容，当工程地质、水文地质条件不容许建设项目时，只能放弃这一场地。在施工图设

计阶段,由于岩土的性状不符合工程要求而需采取相应的工程措施时,将使造价上升,事故发生的可能性也急剧增加。在施工阶段,岩土工程的施工技术、施工质量、施工工期和造价对于整个工程常常是关键性的。特别是一些重大工程,例如三峡和南水北调工程,与岩土工程的关系更为密切,岩土工程的工程量和造价都占相当大的比例,这些工程的决策和设计、施工都在很大程度上依赖于岩土工程勘察和试验研究的成果。

三峡工程是举世瞩目的跨世纪工程,在长达 30 多年的前期论证与研究工作中,先后对南津关、石牌、三斗坪和太平溪四个坝区进行了大量基岩工程性质的现场及室内试验研究及岩体稳定性的分析研究工作,为坝址的选定和工程可行性论证提供了丰富的资料和充足论据,最后确定三斗坪的坝址,是以对三斗坪基岩的大量钻探、取芯、试验和研究的成果为依据的[41]。

三峡永久船闸是目前世界上最大的通航建筑物,闸室段总长 1 617 m,整个闸室均在花岗岩的山体中深切开挖修建,最大开挖深度达 174.5 m,最大坡度 1:0.3。三峡船闸边坡集长度、高度、陡度和重要性于一体。由于三峡工程特殊的重要性以及建成以后极高的安全要求,不仅需要保证船闸高边坡的整体稳定,不允许施工期间出现大的滑坡、塌方或崩塌,运行期间不发生过量的变形或任何的松动、掉块与开裂之外,还要保证在工程建成以后仍具有长期的稳定性[42]。这些要求的实现都是以岩石力学的试验研究以及实施正确的工程施工方案为条件的。

在三峡工程的施工过程中,也有许多关键技术需要岩土工程技术的支持。例如,二期深水高土石坝围堰,堰高 90 m,堰体填料主要为风化砂,其中 60 m 需在水中抛填施工,施工难度大,在深水中抛填的堰体密度控制是设计和施工的难题。通过土工离心模型试验,模拟 60 m 深水抛填风化砂在重力作用下形成的密实度和坡角,为设计和施工提供了质量控制的依据[43]。

三峡水库淹没区土地达 2.85 万 hm^2,规划迁移人口 113 万,淹没涉及 20 个县市的 326 个乡的移民安置,移民安置费用占整个三峡工程全部费用的 30%。三峡工程的关键在移民,三峡库区移民安置的关键又在于移民工程的质量与经济性。要在 175 m 高程以上建设新的村镇,移民工程的主要技术困难主要在岩土工程,包括移民新址的场地稳定性评价,对库区已有的大量古滑坡和蓄水后河岸再造引发的滑坡要进行分析研究与预测;移民工程不得不大量填挖土石方以填筑建设场地,而填挖土石方引起的边坡稳定性以及高填土作为建筑物地基的评价与处理,都涉及移民工程的安全与造价控制。例如,秭归县城迁移的新址距三峡大坝 2 km,近期人口规模为 3.5 万人,城市建设用地规模为 323.4ha,由于新址规划区内坡度大于 30% 的坡地占 80.3%,要改造成为城市建设用地,需要进行大填大挖,土石方挖填达 2 142.44 万 m^3,由花岗岩风化砂回填成的新城基地总面积为 50 万 m^2,填砂的厚度大部分在 10～35 m 之间。厚层松散的回填砂能否作为建筑物地基和场地的稳定性成为能否建设的关键,通过对回填砂的工程性状的研究和处理方法的研究,采用了强夯加固地基的方法使新县城的建设节省了 5 000万移民建设资金[44]。

第六节　岩土工程专业人才的培养

在人类发展的长河中,随着科学技术的进步,学科的划分和专业人才的培养也经历了逐步拓宽和分工的过程。大家都知道,在 18 世纪以前,西方的建筑师同时也是结构师,并且既作设计,也负责施工。大约在 1 800 年,西方的高等院校开始分别培养建筑和结构的人才,建筑师和工程师才分工为两种不同的专业。至于岩土工程专业人才的培养,时间更晚,在 20 世纪 30

年代,太沙基和泼克等已经开设了土力学的课程,在研究生的培养中出现了基础工程方面的研究方向。我国在 40 年代,有一些学校也已开始在土木工程专业中设立土力学课程,例如,俞调梅教授就是我国最早开设土力学课程的教授之一。

大约在 1950 年,西方的高等学校出现了岩土工程的专门化,在研究生教学中开设了各种有关岩土工程的课程。但当时由于我国同西方的科学技术交流濒临隔绝,有关信息知之甚少。

岩土工程专业人才的培养是发展这一学科,使其在我国经济建设和社会发展中发挥更大作用的重要条件。由于岩土工程是一门综合性的学科,又与众多的主体工程有着不可分割的联系,因此岩土工程人才的培养途径和方法不同于一般的学科,我国在 50 年来经历了一个从实践到认识的长期过程,摸索和总结了一条行之有效的培养途径。

20 世纪 50 年代初,我国的经济建设急需工程勘察、地基基础方面的建设人才,当时不可能专门培养,就由土木工程专业毕业的技术人员中选拔了一部分转向这些专业岗位,有的去苏联留学或进修,有的通过跟随苏联专家工作,在工作中学习提高,有的通过专门的培训得到提高,经过几十年的工程实践锻炼和理论上的提高,形成了一支高素质的技术队伍,他们中间出现了院士和勘察、设计大师,成为我国岩土工程老一代的骨干力量,也显示出岩土工程学科中的一条成功的成才之道。

50 年代开始,我国在高等学校中设置工程地质专业和试办地基基础专业以培养有关的专业人才。工程地质专业的毕业生主要去工程勘察单位从事工程地质勘察工作,基本上满足了建设事业发展的需要,但存在的主要问题是工程方面需要的基础知识和基本训练尚嫌不足,尽管他们中间的许多人通过工作中的自学弥补了不足,但从专业教育的途径来说,值得总结。特别从 80 年代开始,许多工程勘察单位向岩土工程体制转轨时,人才知识结构的这一不足显得格外突出。而从土木工程专业毕业从事工程勘察工作的人员,其适应性显得比较强,从实践中提出了岩土工程专业人才如何培养的思考。

同济大学从 1958 年到 1970 年,试办地基基础本科专业,并总结经验摸索新的培养人才的途径。地基基础本科专业从 1958 年招生,至 1970 年最后一届毕业,共培养了十届,300 余名学生,这是我国第一次培养岩土工程设计与施工人才的尝试。当时办学的思路是基础课和技术基础课和工业与民用建筑专业的要求大体一致,而专业课则加强了地基基础的课程,上部结构主要针对建筑工程的要求,期望毕业生能够适应建筑工程的设计与施工单位的工作需要,并同时能专门从事地基基础的专业性工作。但根据当时对毕业生跟踪调查的结果,普遍反映地基基础专业的知识面太窄,除了学校与研究单位外,较难适应设计、施工单位的实际工作要求专业面较广的需要,除了少数大型设计单位外,毕业生难以在设计施工单位专门从事地基基础技术工作。办学思路没有达到预期的目标,其原因在于对岩土工程专业的综合性认识不足,岩土工程本身一般并不具有单独的使用功能,必须与主体工程相结合才能发挥作用。而设计和施工的业务范围是以主体结构划分的,要求技术人员必须熟悉有关的上部结构的设计与施工,在此基础上才可能在地基基础方面进行深造。在 4~5 年的学习过程中要满足上述要求显然是困难的,为了对学生负责,在 1972 年招收‘工农兵学员’时,作出了地基基础专业停止招生的决定。

地基基础专业停止招生并不意味着社会不需要地基基础的专门人才,问题是采取什么样的培养方法,如何统一岩土工程学科的综合性与学习内容的专业性之间的矛盾。在 60 年代试办地基基础专业的同时,同济大学地基基础教研室还培养了大量的地基基础进修生和少量研究生。从这种办学方式中得到了启发,于是从 1973 年开始试办了地基基础进修班和研究生

班,在 80 年代又办了十余期的各种类型的进修班和训练班,进一步摸索培养岩土工程人才的途径。俞调梅教授于 1982 年在总结长期教学实践的经验时提出“根据我们二十多年来的实践,对于如何更有效地培养岩土工程师的途径,我们设想:(1)应以业余教学为主,形式多样,包括函授、短训班、电化教学等;(2)可以在大学本科的一些专业,如土木工程、工程地质设岩土工程专门化并以土木工程为主;不主张设岩土工程专业,因为三十年来的经验证明了,专业分工太细并不好;(3)可以培养一些研究生”[6]。

基于上述认识,在研究生恢复招生后,在同济大学设置了岩土工程的硕士点和博士点,与兄弟学校一样,20 年来,通过研究生的途径培养了大批岩土工程硕士和博士。研究生的生源来自各种工程类专业,满足了岩土工程师应具有上部结构知识和能力的要求,同时也具备了在岩土工程方面继续深造的条件;也有部分生源来自地质类专业,通过研究生阶段的学习,进一步加强工程方面的训练。20 年来的教学实践证明,通过研究生途径可以培养既懂有关工程知识,又在岩土工程方面有深厚造诣的专业人才,是培养岩土工程人才的主要途径[45][46]。

另一方面,同济大学在培养工程地质专业人才时,比较注意和工程的结合,比较注意发挥同济大学土木工程专业比较齐全的优势,培养的学生毕业后对于建筑工程领域的工程勘察有较强的适应性。但从 80 年代开始,在开办工程地质专业的同时,又办了岩土工程专业,其目的是为了更好地适应向岩土工程体制转变的需要。但在岩土工程专业的课程设置上与工程地质专业并没有本质的区别,如毕业以后的去向也是勘察单位,就显得专业重复;如去设计单位工作,其专业教学的思路又重蹈 60 年代试办地基基础专业的复辙。同时由于过多地削弱了地质学科的课程,学生的地质基础知识和野外训练有一定程度的削弱,与原来的工程地质专业比较,在基岩地区工作的适应能力有所减弱。90 年代在国家教育部颁布的专业目录中,扩大了专业面,将岩土工程作为土木工程专业的一个专门化,这无疑是非常正确的,正如俞调梅教授在 1982 年早就说过的“不主张设岩土工程专业,因为三十年来的经验证明了,专业分工太细并不好”。近半个世纪来在岩土工程专业设置上的变化,走过了一条曲折的道路,从一个侧面反映了我国政治经济体制的变迁和教育思想的演变。通过实践,人们终于认识到了专业面过窄的弊端,摸索出一条以培养硕士、博士为主,在本科教学中设置岩土工程专门化,在技术人员中加强继续教育的岩土工程人才培养的途径。

第七节　世纪之交的回顾与前瞻

前面几节已对 20 世纪岩土工程在各方面的发展历史,进行了综合性的概括,以期得到比较清晰的脉络,然后将在第二章里,比较具体地回顾岩土工程在我国的发展,从历史的回顾中将会得到许多的教益与启发。第二章展示给读者的仅仅是我国岩土工程学科和技术发展的某些侧面,通过一些具体数字、典型工程,读者完全可以感受到岩土工程学科建设的辉煌成就,体会到岩土工程技术在经济建设中的巨大作用。

岩土工程发展的第四历史时期始于何时,有何特征,均是有待研究的问题,是留待后人去写的历史。在本书中只能提出一些思路,供读者参考。

岩土工程包括学科与技术两个方面,或者称为理论和工程技术两部分内容,虽相互关系密切,但又不能混同。从历史发展可以看出,没有古典土力学理论就不可能有现代意义的岩土工程;同样,没有太沙基的有效应力原理为代表的土力学理论,也没有岩土工程技术的飞跃发展。今后也必然是由应用基础研究和应用技术开发互相促进的发展模式控制岩土工程在 21 世纪

的发展。

在岩土力学的理论研究方面,本构模型和数值模拟技术的研究中,如何定量模拟土的结构性和岩石的裂隙性是本世纪没有解决的两大难题。细观组构特征的宏观定量表达是解决上述难题的可能途径。在自然界存在着各种非饱和土,具有较强的结构性,建立在饱和土假定条件下的有效应力原理不适用于非饱和土,必须运用非饱和土力学的方法进行研究,建立新的试验方法、基本假定和计算模型。非饱和土力学是在新的历史时期中将获得发展的土力学分支学科。

岩土工程技术的进步与经济建设规模、社会发展的速度有着密切的关系。理论的产生往往落后于实践,但理论一旦成熟便能指导工程实践,产生巨大的效益。50 年来我国岩土工程的发展历程充分说明了这一点。

第三章是岩土工程勘察技术的进展,岩土工程勘察是整个岩土工程的基础性工作,岩土工程设计与施工的质量与水平,在很大程度上取决于岩土工程勘察的质量与水平。50 年来,我国的岩土工程勘察经历了一个从前苏联引进的单一工程地质勘察体制,向更紧密结合工程设计要求的、服务于全过程的岩土工程体制的过渡;岩土工程勘察技术本身也有了很大的进步,特别在工程地质信息系统、专家系统、地球物理勘探技术等方面都已取得较大的进展。

从第四章到第六章是岩石力学与工程的内容,从岩石边坡、岩石地基和岩石洞室工程三个方面进行回顾与总结我国岩石力学的工程应用所取得的成就,对下一世纪的发展提出研究的方向。

从第七章到第九章是基础工程方面的内容,包括地基基础设计理论与方法、地基处理技术和基础施工技术三个部分,这是在建筑工程中最常用的量大面广的工程技术,我国在设计理论和施工技术方面都有丰硕的成果。

第十章是特殊土地区岩土工程技术的进展,包括黄土、膨胀土、冻土和干旱沙漠地区。特殊土具有特殊成因、特殊成分和特殊的工程性质,不能采用通常的设计方法,对施工技术也有特殊要求。我国在特殊土地区的工程建设积累了丰富的经验,有的在总结经验的基础上已经编制了技术规范。

第十一章是各类工程建设中岩土工程的进展,包括城市建设、水利水电建设、铁路建设、港口建设、公路建设、矿山建设和机场建设等七个领域。前面在讨论岩土工程与各主体工程的关系时说到,岩土工程不是一门独立于土木工程学科之外的学科,而是寓于各主体工程之中的学科。上述各种建设工程都有特殊岩土工程问题,除了运用岩土工程的基本理论与基本方法外,各类工程都有其特殊的要求和特殊的方法,也就各具特点。这些工程建设领域概括了我国基本建设的绝大部分,我国的经济建设、我国的社会发展都离不开这些工程,岩土工程也在这些工程建设的发展中取得了进展,这一章将一幅显示我国工程建设波澜壮阔的瑰丽画面奉献给读者。

第十二章回顾我国岩土工程标准化的历程。由于岩土工程学科的综合性以及岩土工程与各种主体工程的之间不可分割的关系,岩土工程的标准化也具有特殊性。我国的岩土工程标准形成了国家标准、行业标准和地方标准相结合的标准化体系,地方标准在标准化体系中具有特殊的作用与地位;同时在各类工程的技术标准中也都包含了岩土工程的内容,使岩土工程标准化体系更具特色。20 世纪 80 年代以来,工程结构设计标准都采用了概率极限状态设计方法,岩土工程方面虽有部分行业标准和地方标准已经采用,但从总体来说,岩土工程领域大约滞后了 10～15 年,这一问题有待下一个世纪去解决。

第十三章根据20世纪岩土工程已经取得的进展,21世纪工程技术发展的趋势和工程建设的发展的规模与水平,对岩土工程整个学科在21世纪发展态势作出分析与估计。近年来,对21世纪土力学、岩石力学等学科的发展趋势,在学术刊物上发表过许多很好的意见,而对整个岩土工程领域发展的分析尚不多见。

参 考 文 献

[1] 黄文熙.为积极开展岩土工程学的研究而努力.岩土工程学报创刊号,1～3.

[2] 中华人民共和国国家标准.岩土工程基本术语标准.(GB/ T 50279—98).北京:中国计划出版社,1999.

[3] I.K.Lee等著.岩土工程.俞调梅等译.北京:中国建筑工业出版社,1986.

[4] 王钟琦. 探讨工程地质勘察技术体制改革的必由之路—《岩土工程勘察规范》的编制设想. 工程勘察,1987(5):1～7.

[5] 王钟琦等著. 岩土工程测试技术.北京:中国建筑工业出版社,1986.

[6] 俞调梅等. 关于岩土工程及其专业人才培养的几个问题. 石油建筑设计,1982(2).

[7] 陈雨波等主编.中国土木建筑百科辞典建筑结构卷.北京:中国建筑工业出版社:1999:338.

[8] American Geological Institute, Glossary of Geology,1972.

[9] Webster's New International Dictionary, 1959.

[10] H.Q. Golder. Correspondence, Geotechnique, vol. 19, No: 2, June, 1969.

[11] Geotechnique, Vol. 1, No: 1, 1948.

[12] E.W. Brand & R.P. Brenner, Soft Clay Engineering, Elsevier Scientific Publishing Co. Amsterdam,1981,1.

[13] 俞调梅,国际土协土力学讨论会及执行委员会(1979年)情况介绍,见:软土地基学术讨论会论文选集,北京:水利出版社,1980.

[14] K. Terzaghi, To the participants of the research conference on shear strength of cohesive soils at the university of Colorado, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils.

[15] 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京:水利电力出版社,1983.

[16] 沈珠江著.理论土力学.北京:中国水利水电出版社,2000.

[17] 福建发现二十万年前古人类遗址,见:浙江日报,2000. 12. 4 第12版.

[18] 伍江编著. 上海百年建筑史. 上海:同济大学出版社,1997.

[19] 世界上最古老的城市. 见:参考消息,1982. 3. 5 第3版.

[20] 钟欣.黄帝故都疑在新密. 文汇报,2000.5.22 第9版.

[21] 是文.道路名称的变异. 中国建设报,1999.11.27 第4版.

[22] 安怀起,薛文广,王仲谷编绘. 中国建筑. 上海:上海教育出版社,1979.

[23] 南阳的古石城是最早的长城. 钱江晚报,2000. 10. 24 第8版.

[24] 史佩栋主编.实用桩基工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1999.

[25] 史佩栋,张美珍. 拯救比萨斜塔.岩土工程界,2000(11).

[26] 单士元. 中国建筑史扩大研究课题意见的商榷. 见:中国建筑学会建筑历史学术委员会主编. 建筑历史与理论第一辑. 南京:江苏人民出版社,1981:17～23.

[27] 史佩栋,梁晋渝. 纪念大直径灌注桩问世100周年(1893～1993). 见:中国土木工程学会第七届土力学基础工程会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1994:427～431.

[28] 陈梁生,陈仲颐. 土力学与地基基础. 北京:水利出版社,1957.

[29] 卢肇钧. 太沙基传. 见:陈善 选编. 卢肇钧院士科技论文选集. 北京:中国建筑工业出版社,1997:174～178.

[30] 冯国栋译. 太沙基为岩土技术创刊(1938)所写的前言. 土工基础,1999(6).

[31] Jun Sun, Sijing Wang. Rock mechanics and engineering in China: developments and current State - of - the - art. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 37 (2000):447～465.

[32] 周思孟主编. 复杂岩体若干岩石力学问题. 北京:中国水利水电出版社,1998.

[33] 孙钧等主编. 岩石力学新进展. 沈阳:东北工学院出版社,1898.

[34] B.H.G. Brady.地下采矿岩石力学.冯树人等译.北京:煤炭工业出版社,1990.

[35] 黄运飞等. 计算工程地质学. 北京:兵器工业出版社,1992.

[36] 谢定义. 岩土工程与岩土工程学—关于岩土工程学基本框架体系的思考. 地基处理,2000(3):22～30.

[37] 袁建新. 环境岩土工程问题综述. 岩土力学,1996 (2)(3).

[38] 城市博览. 1998(8).

[39] 姚永华等. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 见:中国建筑学会工程勘察学术委员会等编. 第四届岩土工程实录交流会,岩土工程实录集. 北京: 兵器工业出版社, 1997:697～701.

[40] 叶世建等. 某商场地下室工程上浮事故分析及处理方案论证. 见:魏道垛等主编.上海: 上海交通大学出版社,1999:377～381.

[41] 董学晟. 三峡工程三斗坪坝址岩石力学研究. 长江科学院,1991.

[42] 孙钧. 三峡工程永久船闸高边坡岩体稳定与变形分析. 面向21世纪的同济岩土工程 - 建校90周年论文集. 1997:1～17.

[43] 长江科学院. 三峡二期围堰风化砂水下抛填的离心模型试验研究报告,1994.

[44] 高大钊等. 三峡秭归县新城址回填砂工程性状. 见:面向国民经济可持续发展战略的岩石力学与岩石工程. 北京: 中国科学技术出版社, 1998:290～298.

[45] 高大钊. 关于培养岩土工程人才的回顾与思考—纪念研究生恢复招生20周年. 教育改革与管理, 1999(1):19～20.

[46] Gao Dazhao. Geotechnical engineering education in Tongji University. Proceedings of The First International Conference on Geotechnical Engineering Education and Training. Sinaia. Romania. 12～14 June 2000;203～206.

第二章　岩土工程在我国的发展

第一节　概　　述

读者从第一章比较清楚地看到,不论在我国或国外,岩土工程都具有悠久的历史。但岩土工程学科的形成,则是最近七八十年的事,而岩土工程学科的迅猛发展以及持续的、大规模的岩土工程实践,无论在国内或国外,又都是 20 世纪后半叶,亦即第二次世界大战以后的五十余年以来的事。

就我国而言,20 世纪后半叶岩土工程实践规模之大和学科发展之快,都是举世无双的。

在 1949 年中华人民共和国成立以前,旧中国政治腐败、战乱频繁、国力衰微、民不聊生,谈不上任何规模的工程建设,老一代的岩土工程学者是在当时极端困难的条件下开创岩土工程学科的建设。

我国土力学及岩土工程学科的奠基人黄文熙教授 1937 年毕业于美国密执安大学,获哲学博士学位,是我国岩土工程领域历史上第一位获得博士学位的学者,回国后在国内首开土力学课程,并建立了国内大学的第一个土工实验室:在 40 年代创建了地基沉降和地基中主应力的新的计算方法,在 80 年代,创建了清华弹塑性模型,创造性地解决了许多工程的关键问题,对我国的工程建设产生了深远的影响。与此同时,1937 年张有龄教授在英国曼彻斯特大学攻读博士学位期间提出了水平受荷桩的位移计算方法,为岩土工程界所推崇,世称张氏法。回国后曾在清华大学和交通大学任教,后来先后任教于美国康乃尔大学、加利福尼亚大学贝克莱分校地震研究中心。张有龄教授涉猎甚广,对桩基础、土动力学、弹性力学、水利工程和地震工程学均有精湛的研究,迄今不衰。

至 20 世纪 40 年代后期,全国各地只有极少数几座高等学校,例如,南京中央大学(黄文熙教授)、上海交通大学(俞调梅教授)和北京清华大学(陈梁生教授)等开设了土力学课程,实验设备既少而又简陋,教科书常采用英文原版。在西南联大时期,阎振兴编写的《土壤力学》可能是我国最早的一部中文版土力学教材。以上所述就是新中国岩土工程发展的起点,正是从这样的起点出发,经过 50 年,特别是最近 20 年的奋发努力,我国的岩土工程学科在许多方面已经接近于国际先进水平,并在某些方面有所突破,为世人所瞩目。

我国在 20 世纪后半叶,岩土工程之所以迅速发展的重要原因是缘于 50 年来大规模的持续发展的工程建设的有力推动。50 年来,我国相继完成了九个五年计划,极大地增强了我国的经济实力,根据初步统计,2000 年我国国内生产总值(GDP)已突破 1 万亿美元,经济总量已跃居世界第七位。半个世纪来,我国社会与经济的巨大发展,是使岩土工程得以跻身世界先进行列的最基本原因。

在这一章里将通过岩土工程学科发展大事和岩土工程科技重大成就两个侧面展示我国岩土工程事业的发展。学科发展大事记载了岩土工程领域重要的学会历史和重大的学术活动、岩土工程学科的建设和博士生的培养、两院院士和勘察大师的名录、学术刊物、茅以升和詹天

佑大奖、标准化、名词术语、注册岩土工程师考试和学术著作出版等九个方面的重大事件。科技重大成就从城市建设、大坝建设、大桥建设、地下洞室工程、机场建设、港口工程、铁路公路建设等七个领域作简要的归纳。

回顾50年来我国岩土工程学科和技术的发展,从历史的变化可以看到我国岩土工程界几代人所走过的非常不平凡的历程。岩土工程界每一个成就的取得都与我们国家的建设事业的进展分不开,国家繁荣兴旺之时也是岩土工程蓬勃发展之日,从我国建设事业波澜壮阔的画卷中可以体会到我国岩土工程工作者的智慧与力量。

第二节　我国岩土工程学科发展大事

50年来,特别是改革开放20年来,我国岩土工程学科在为国民经济建设解决重大技术问题的过程中取得了迅速的发展,学术活动空前活跃,学术水平不断提高,涌现了岩土工程领域的两院院士、勘察大师和许多著名的专家、教授,成为我国岩土工程学科的带头人,培养了大批岩土工程博士和硕士,形成了一支具有雄厚实力的基础研究和应用研究的队伍。

一、岩土工程学术组织与学术活动

我国50年代的土力学学术活动首先在北京和上海等地展开。

1953年,在北京成立了中国土木工程学会北京分会土工组,组长茅以升,副组长陈梁生,进行跨部门的学术交流和科普推广工作。1953年秋季,在茅以升先生的领导下,以清华大学陈梁生和陈仲颐、铁道科学研究院卢肇钧和周镜、北京市勘察处陈志德和张国霞、北京市市政工程局陈明绍和卞维德等人为核心分成五个组,利用星期日和公休时间,举行公开的土力学系统讲座和学术讨论会。参加人数达百余人,活动时间持续了三年之久,举办了62次报告会,并在1954年到1955年选了12篇报告分别出版了"土工专刊"第1、2号,1956年又选编了5篇文章出了"土工汇刊"第3号[1]。

根据几位前辈专家的回忆,在50年代初,上海土木工程学会的土工组由俞调梅、徐以枋、郑大同等主持,薛楚书、孙更生、李学海、许心武、朱百里等都是当时的主要成员,利用星期日活动,配合上海重大的公共建筑(如中苏友好大厦)和工业建筑(如上海重型机器厂)中的地基基础问题开展学术活动;也接受过如包头钢铁厂、山西经纬纺织厂等的委托,对地基基础问题进行评估;1954年曾举行上海淤泥地基座谈会,由俞调梅主持,朱百里记录,杭州、南京的同行也来参加;学会还在闵行组织了砂桩、砂垫层的现场试验。

中国土木工程学会于1957年成立了土力学及基础工程委员会,由茅以升先生主持,卢肇钧任秘书,与太沙基教授联系,参加了国际土力学及基础工程协会,并邀请倪弄畔、黄强、陈宗基参加委员会的工作。这是我国第一个参加国际学术团体的学会。

第一届全国土力学及基础工程学术会议随之于1962年12月在天津举行,出席代表70人,收到论文194篇,并出版了第一届论文选集。

第二届全国土力学及基础工程学术会议于1966年5月在武昌召开,由于文化大革命的爆发,会议决定只编辑出版论文摘要,但因各单位随即相继瘫痪,第二届会议的论文摘要文集也未能出版。

学会活动在60年代后期至70年代中国文化大革命而陷于停顿。

1979年中国土木工程学会恢复活动并成立了土力学与基础工程二级学会,选举黄文熙为

理事长,卢肇钧为常务副理事长。同年 12 月,在杭州召开了第三届全国土力学与基础工程学术会议,收到论文 297 篇,入选论文 71 篇。1983 年在武昌召开第四届全国土力学与基础工程学术会议,收到论文 428 篇。

1986 年 6 月在青岛召开第二届理事会,选举卢肇均为第二届理事长。1987 年在厦门召开第五届全国土力学与基础工程学术会议,收到论文 276 篇。

1990 年 9 月,在承德进行理事会换届选举,选举周镜为理事长。第六届全国土力学与基础工程学术会议于 1991 年 6 月在上海召开,出版论文集,含论文 206 篇。

第七届全国学术会议于 1994 年 10 月在西安召开,出席会议代表 300 余人,收到论文近 300 篇,经编委会审阅收入论文集者 134 篇。

1995 年 9 月选举了第四届理事会,杨灿文为理事长。

第八届全国学术会议于 1999 年 9 月在南京召开,会议选举了新一届的理事会,张在明为理事长,并参照国际学会改名的情况,改名为中国土木工程学会土力学及岩土工程学会。

土力学及基础工程学会先后设立 4 个学术委员会,即:名词工作委员会(1980 年)、土工测试学术委员会(1983 年)、地基处理学术委员会(1983 年)和桩基学术委员会(1995 年)[1]。

1979 年我国正式加入国际岩石力学学会,并成立了该学会的中国小组。同年秋,派出以陈宗基、谷德振教授为正、副团长的的中国代表团参加国际岩石力学学会在瑞士的蒙特勒召开的第四届大会。1985 年中国岩石力学与工程学会成立,陈宗基教授任理事长[2]。

中国岩石力学与工程学会下设地下工程专业委员会、地面工程专业委员会、软岩工程专业委员会、深层岩石力学专业委员会、岩石边坡工程专业委员会、岩石锚固与注浆专业委员会、岩石力学测试专业委员会、岩石动力学专业委员会、岩体物理数值模拟专业委员会、教育工作委员会、青年工作委员会等[3]。

中国岩石力学与工程学会依托重大工程,开展卓有成效的学术活动,为三峡、金川、大同等工程建设作出贡献,成为岩土工程领域中最活跃的学会之一。

除了上述两学会外,有关岩土工程专业的全国性学会,尚有中国水利学会岩土工程专业委员会、中国力学学会岩土力学专业委员会、中国建筑学会地基基础学术委员会和工程勘察学术委员会。此外,在中国水力发电工程学会、中国振动工程学会、中国铁道工程学会、中国公路工程学会等全国性工程学会下都设置了有关岩土工程的委员会。

全国性的与岩土工程有关的行业协会,有中国深基础工程协会、中国工程勘察协会等。

中国工程建设标准化协会设立了地基基础标准化委员会。

此外,全国各省、市、自治区的土木建筑学会均分别设有土力学与岩土工程(或地基基础)学术委员会,各省、市、自治区并且有省市自治区的岩石力学与工程学会等。

上述全国性的或地方性的学会(或学术委员会)均定期召开学术讨论会或年会,并不定期地举行各种专题研讨会。

80 年代初,在俞调梅教授的主持下,同济大学开展了岩土工程学科的国际学术交流,先后邀请美国俄亥俄州立大学吴天行(T.H. Wu)教授、澳大利亚新南威尔斯大学英格尔斯(O.G. Ingles)教授分别到同济大学讲学,内容为:土的本构关系、土动力学、土与结构物的共同作用以及概率方法在土力学中的应用等;并与美国里海大学方晓阳(H.Y. Fang)教授建立了学术合作关系,方晓阳教授捐赠图书资料在同济大学设立了岩土工程情报资料站;在刘湖涵基金的支持下,共同筹备于 1983 年在同济大学举行了海洋岩土工程及近岸与离岸结构物国际学术会

议,来自境外的代表 12 人,国内代表 90 人,论文集共收入论文和讨论稿 46 篇[4],会后由美国材料学会(ASTM)出版了《Marine Geotechnology and Nearshore/ Offshore Structures STP923, ASTM》[5]一书。后于 1985 年又举行了第二次海洋岩土工程及近岸与离岸结构物国际学术会议。

1994 年 10 月在西安举行了海峡两岸土力学及基础工程(地工技术)学术研讨会,会议由中国土木工程学会、中国建筑业协会深基础工程分会暨台湾地工技术研究发展基金会联合主办。论文集共有论文 93 篇,大陆作者 50 篇,台湾地区作者 43 篇[6]。

除了上述学术会议外,尚有根据某些专题的需要,由若干单位共同组织的全国性或地方性学术会议,其中影响较广泛的有:由岩土工程师期刊发起组织的岩土工程系列研讨会,第一次会议是 1989 年 3 月在上海同济大学举行的,由天津大学、同济大学、河海大学、浙江省建科所、浙江工学院等联合发起的石灰加固软弱地基学术讨论会,国际知名土力学与基础工程专家 B. B.Broms 应邀参加了会议[7]。十余年来,系列研讨会已经举行了七次。由中国建筑学会工程勘察学术委员会和国防机械工业工程勘察科技情报网共同主办的全国岩土工程实录交流会从 1988 年开始,每 4 年召开一次,已经举行过 5 届[8]。1993 年 10 月由上海、台湾、香港三地有关单位联合发起主办了有 7 省 2 市高级专家学者参加的海峡两岸地下连续墙施工技术与装备学术交流会议,这次会议也是内地关于地下连续墙应用经验的首次总结交流会。2000 年 7 月在上海同济大学举行的由中国建筑科学研究院、同济大学、南京建筑工程学院、浙江泛华工程公司联合发起的 21 世纪高层建筑基础工程学术研讨会[9]。

20 世纪 90 年代,岩土工程领域涌现了一批卓有成就的青年专家。1992 年由中国力学学会岩土力学专业委员会与中国土木工程学会土力学基础工程学会等四个学会联合举办的首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会在杭州召开,黄文熙先生为会议撰写了热情洋溢的"寄语"对青年岩土工程工作者寄以厚望,会议出版了 145 篇论文的选集,同时岩土工程学报遴选了 15 篇比较优秀的论文出版了增刊。第二届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会 1995 年在大连召开。1998 年 5 月在南京举行第三届全国青年岩土力学与工程会议,岩土工程学报为其出版了专辑,沈珠江院士在为专辑写的"脚踏实地勇挑重担"祝词中深情地说:"六年前的第一届全国青年岩土力学与工程会议召开时,岩土工程战线上的年轻人还不多。近年来,随着老一代人的退出,年轻人正在逐步接过担子,走上岗位。长江后浪推前浪,相信新一代的岩土力学工作者一定会比老一代干的更好。"[10]20 世纪 90 年代,是我国岩土工程学术界新老交替的十年,这三次青年岩土工程工作者的会议推动了岩土工程界青年的学术活动。1998 年在中国工程院领导、两院 25 位院士以及岩土工程界老一辈专家的热情关注下,中国科学院武汉岩土力学研究所、中国建筑科学研究院、煤炭科学研究总院的青年专家发起组织,在武汉举行了首次岩土工程青年专家学术论坛会,会议选入了 50 篇论文。这些会议上发表的论文基本反映了我国岩土工程界青年专家的水平,对当前岩土工程的一些热点、难点问题提出了自己的看法。这些会议对于我国岩土工程界青年一代的成长和岩土工程界世纪之末的新老交替起了十分重要的作用。

以上各次学术会议极大地推动了岩土工程学科和工程技术的进步。

二、岩土工程学科建设与人才的培养

解放前,我国仅有极个别的高等学校开设土力学与基础工程课程。经过 50 年的努力,特别是近 20 年来的发展,目前,全国已有几十所高等学校设置了以培养硕士、博士为主的岩土工

程研究生专业;还有一些学校设置了土木工程专业的岩土工程专门化,形成了岩土工程人才培养的体系。在许多高等学校设立了岩土工程研究所,结合工程建设实践开展岩土工程的基础研究和应用基础研究工作,建立了一批岩土工程重点学科和国家重点试验室,在学科建设的基础上建立岩土工程博士点,成为培养岩土工程人才的基地。

在解放前,仅由黄文熙教授主持的南京水利实验处设有土工试验室。50 年来,我国的岩土工程科学研究事业获得了空前的发展,我国各级有关科研院所相继设立了岩土工程研究所(室):如中央各部委的研究院:中国建筑科学研究院、中国水利水电科学研究院、南京水利科学研究院、长江科学院、铁道部科学研究院、交通部公路科学研究院、冶金部建筑研究总院等都有岩土工程研究所或地基基础研究所;专门的岩土力学和工程的研究机构如中国科学院武汉岩土力学研究所、中国地震局工程力学研究所等也相继成立;许多地方的研究机构,如北京市、上海市以及陕西、江苏、浙江、湖北、福建、广东等省的建筑科学研究院,也都先后设有岩土工程研究所、地基基础研究所或地基工程研究所等,这些研究院所成为我国岩土工程科学技术应用研究的主要基地。

岩土工程学科的建设在岩土工程博士学位教育中发挥了重要作用。博士导师的研究方向和博士学位论文在一定程度上反映了我国学术研究的方向和水平。下面根据本书撰写时收集到的资料,对全国岩土工程的博士点、博士导师和已经毕业博士生的学位论文进行初步分析,以期揭示我国岩土工程学科建设所达到的广度和深度。在本章附录的博士名单中,许多早期毕业的博士已经成为我国岩土工程学科的学术带头人,中期毕业的许多博士已是各个单位的教授、总工程师。通过博士学位教育培养我国岩土工程的主要技术骨干,是岩土工程学科蓬勃发展、后继有人的可靠保证。

1. 博士点建设与博士导师的学术方向

根据 2000 年博士生招生的资料,我国现有有关岩土工程博士学位授予权的学校和科学研究单位共 19 个,博士导师 74 位,研究方向涉及岩土力学与岩土工程的各个领域,详见表 2-1。表列研究方向表明,各博士点的研究方向相当广泛,涉及岩土工程的各个领域。虽然研究方向的提法并不相同,有的方向比较宽而原则,而有的方向十分窄而具体,但还是可以从这些研究方向中看出我国这 74 位博士导师的学术方向,并在一定程度上也代表了我国 20 世纪末岩土工程基础研究的取向和涉及的应用基础研究的主攻方向。

我国岩土工程专业博士点的资料　　表 2-1

招生单位	研究方向	导师
清华大学	土力学、土工建筑物及地基	李广信、濮家骝、陈祖煜、张建民
北方交通大学	地下空间的开发与利用、路基工程及土动力学、砂土振动液化、计算岩土力学、岩土地震工程、土与结构动力相互作用、岩土工程施工环境、环境岩土工程、环境水文地质与工程地质	王梦恕、赵成刚、张鸿儒、许兆义
中国矿业大学(北京)	工程爆破与岩石破碎、地下工程、岩土力学理论与工程、深基坑与边坡工程、软岩工程力学、隧道与边坡工程	王树仁、李先炜、何满潮

中国建筑科学研究院	地基基础	黄熙龄　刘金

续上表

招生单位	研究方向	导师
铁道部科学研究院	灾害监测与工程测试	王良纬
天津大学	海洋土力学、岩土力学、土动力学、土与结构相互作用	王建华
哈尔滨建筑大学	土的动力性能及土体地震稳定性、土体结构体系、地震相互作用	张克绪、许学燕
中国地震局工程力学研究所	岩石力学、岩土动力学、岩土地震工程、边坡动力稳定性、土介质波动传播	陶夏新、袁一凡、杨相坡
中国矿业大学	岩石力学、岩土加固工程、地下特殊工程	华安增、贺永年、崔广心
河海大学	土体本构关系及土与结构的共同作用、土的动力特性及土体动力分析、软弱土的特性及地基基础工程、岩体的变形与稳定、土工测试技术	殷宗泽、赵维炳、阮怀宁、刘汉龙
南京水利科学研究院	土工数学模型、基础工程	沈珠江、郦能惠
浙江大学	软粘土力学与地基处理、土动力学与地基处理、基础工程学、土动力学	曾国熙、吴世明、龚晓南、谢康和、朱向荣、陈云敏
武汉水利电力大学	水工中土结构物及基础工程、桩基理论、非饱和土特性研究、土工合成材料的应用、地基处理	刘祖德、王钊
重庆建筑大学	岩土工程力学、基础及边坡稳定性分析、岩土力学中的数值计算、地下洞室与系统工程、岩土工程勘察技术、岩土卸荷特性研究、岩土工程智能系统、高层建筑与地基基础共同作用、岩土工程数值计算、边坡动力稳定性、岩体爆破工程、岩土工程数值分析与测试	朱可善、王钟琦、哈秋聆、张永兴、邓安福、宰金珉、吴德仑
后勤工程学院	岩土本构关系与岩土计算力学、岩土工程稳定性分析、特殊土与非饱和土	郑颖人、陈正汉
西南交通大学	边坡地质灾害及防治、岩土体稳定性分析、岩土体大变形及其稳定性、边坡工程及其稳定性预测预报、泥石流减灾工程、岩土工程环境及灾害防治、渗流场与应力场偶合分析在岩土工程中的应用	胡厚田、周德培、王成华、崔鹏、杨立中
西安理工大学	黄土的动静力特性与工程应用、岩体动力特性与数值仿真分析、岩土地基上水工建筑物的稳定分析、岩体水力学与岩土环境工程、黄土学与工程	李宁、陈尧隆、郭增玉
中国科学院武汉岩土力学研究所	岩土加固理论与技术、岩土工程中的快速监测与安全性分析、岩土工程数值分析方法、软土地基加固原理与技术、岩土工程爆破	葛修润、白世伟、丰定祥、吴玉山、汪稔、冯夏庭
同济大学	深基础和桩基础、深基坑与边坡、软土工程理论、土与结构物的相互作用、土动力学与地基抗震、地下空间设计原理与利用技术、地下结构	孙钧、侯学渊、刘建航、吴世明、高大钊、赵锡宏、陈竹昌、杨敏、周健、高广运、杨林德、冯紫良、李永盛、朱合华、张庆贺、袁勇

注:1. 本表主要根据2000年岩土工程博士点招生资料及作者所了解的情况编制;

2. 有些单位在其他专业博士点中培养研究岩土工程课题的博士生,因资料不全,未能全面反映。

2．岩土工程专业博士学位论文的统计分析

根据 2000 年 11 月对北京国家图书馆收藏的博士论文目录的检索,从 1994 年我国第一位岩土工程博士毕业开始至 1997 年为止,共收藏 151 篇博士学位论文。

这 151 篇博士学位论文的课题、作者与导师名录见本章附录。这些博士绝大多数是岩土工程专业毕业的,仅有 4～5 位是其他相关专业的博士做的岩土工程方面的课题。估计岩土工程专业以外可能还有一定的数量,但因检索困难而无法更全面地统计。

统计的年限是从 1984 年第一位岩土工程博士毕业到 1997 年,共 14 年。

统计数据显示,14 年中,已毕业 10 位以上博士生的学校为同济大学、浙江大学、武汉水利电力大学和河海大学四个学校,共培养博士 106 位,占总数的 70％,详见表 2-2。

在这 14 年中,历年毕业的博士生数量见表 2-3,表列数字显示出我国岩土工程博士学位教育的发展历程。在 1989 年以前,是为岩土工程博士学位教育的初期,全国每年的毕业生少于 10 位;1990 年至 1994 年间已有了一定程度的发展,每年毕业人数一般大于 10 位;1995 年以后每年毕业人数均在 20 位左右,形成了一定的规模;预计从 1998 年开始,博士学位教育会有一个比较大的发展。

14 年中已毕业 10 位以上博士生的学校　　表 2-2

学　　校	1984～1990 年	1991～1997 年	合　　计	
			数量	%
同济大学	7	28	35	23
浙江大学	8	23	31	21
武汉水利电力大学	5	24	29	19
河海大学	3	8	11	7

历年毕业博士生的数量　　表 2-3

年　　份	毕 业 人 数	百 分 比（%）
1984	1	0.6
1985	3	2.0
1986	—	—
1987	5	3.3
1988	7	4.6
1989	7	4.6
1990	12	7.9
1991	13	8.6
1992	9	6.0
1993	14	9.3
1994	15	10.0
1995	22	14.6
1996	25	16.5
1997	18	12.0

3．从博士学位论文选题看岩土工程的研究方向

根据检索的 157 篇博士学位论文,从 80 年代初期到 90 年代中期的 10 多年间,我国岩土

工程基础研究和应用基础研究的选题可以大致看出如下趋势：

(1)在岩石方面的选题仅有27篇，占18％，显然是比较低的。这可能与学科的划分有关，许多从事岩石方面的研究方向没有划归到岩土工程学科中，而在其他学科中开展岩石力学和工程的研究，因此无法从岩土工程学科检索到。

(2)在动力学方面的选题有31篇，仅占21％。说明博士学位论文的选题大部分是岩土静力学方面的研究课题，这个比例大体上反映了我国岩土工程学科的博士导师们所从事的学术研究方向的比例。

(3)在试验研究和数值计算两个方面，学位论文题目中明确为试验性课题仅有20篇，占13％弱，数值计算方面的有66篇，占42 ％，其余的45％左右的论文题目并不明确说明是试验还是计算方面的课题。上述试验和计算的课题比例也大致反映了我国目前研究生选题的情况，由于试验条件和研究经费的影响，从事试验研究的课题有减少的趋势。

(4)在本构模型、桩基、地基处理、基坑工程、区域性土、可靠度等方面的课题数量分配比例见表2-4。其中，基坑工程和区域性土两个方向的选题比例最高，反映了工程实践的需要；本构关系、桩基和地基处理三个方向的选题比例大体相当，仍然是岩土工程中的热点；共同作用和可靠度的研究都有一定的比例，博士学位论文的选题给予这两个理论性较强的方向以一定的关注，其比例也是大体合适的。

博士学位论文若干主要研究方向的统计分析　　表2-4

研究方向	论文数量	占总数的百分比(％)
本构模型	15	10.0
桩基	13	8.6
地基处理	15	10.0
基坑工程	20	13.2
共同作用	9	6.0
区域性土	18	11.9
可靠度	8	5.3

三、两院院士与勘察大师

《岩土工程界》(月刊)于1998年第6期及第10期分别刊载了与岩土工程学科有关的中国科学院、工程院两院部分院士的‘访谈”，以及中国勘察大师的‘访谈”。其中有两院院士32位，勘察大师21位。此处，2000年12月又评选了5位勘察大师。这些院士和大师的名录见表2-5和表2-6。两院院士与勘察大师们以他们的学术贡献和卓著的成就获得了人们的尊敬，他们的学术水平应当代表了我国20世纪岩土工程发展的最高水平。

中国科学院、工程院与岩土工程学科有关院士名录　　表2-5

(按《岩土工程界》报道的次序)

姓名	院属	专业特长
潘家铮	中科院、工程院	土木工程、水力发电
王思敬	中科院	工程地质、岩石力学、环境地质
王梦恕	工程院	隧道及地下工程

续上表

姓　　名	院　　属	专业特长
孙　钧	中科院	隧道与地下建筑工程
叶大年	工程院	矿物学
叶可明	工程院	土木建筑工程施工技术
卢肇钧	中科院	土力学及基础工程
卢耀如	中科院	工程地质、水文地质、环境地质
刘广志	工程院	探矿工程
江欢成	工程院	土木建筑结构
刘建航	工程院	隧道及地下工程
刘宝琛	工程院	采矿工程
张宗	工程院	水文地质、工程地质
汪闻韶	中科院	土力学及土坝地基抗震
沈珠江	中科院	岩土力学
宋振骐	中科院	采矿工程
陈梦熊	工程院	水文地质
陈肇元	中科院	土木工程
陈厚群	中科院	水工结构
郑守仁	工程院	水工建筑设计与施工
林学钰(女)	中科院	水文地质、环境水文地质
范维唐	工程院	采矿工程
钱鸣高	中科院	采矿工程
洪伯潜	工程院	矿井建设特殊凿井工程
周锡元	工程院	地震工程
周　镜	工程院	岩土工程
胡海涛	工程院	工程地质
钱七虎	工程院	防护工程
容柏生	工程院	土木建筑结构
袁道先	工程院	水文地质、工程地质、岩溶学
黄熙龄	工程院	岩土工程、地基基础工程
葛修润	工程院	岩土力学、计算力学、水利工程

中国勘察大师名录　　　　表 2-6

姓　　名	专业特长	备　　注
王步云	地基处理	
卞昭庆	工程地质与岩土工程	
刘兴辰	工程地质与岩土工程	
李国新	工程地质与岩土工程	
张文龙	岩土工程勘察	

续上表

姓　名	专业特长	备　注
张国霞	岩土工程	
王钟琦	岩土工程	
张苏民	岩土工程	
方鸿琪	岩土工程	
张旷成	工程地质、岩土工程	
张遵葆	水文地质、工程地质勘察、大口径工程井工程	
陈德基	工程地质、岩土工程	
范士凯	地质灾害(地震、滑坡及岩崩)	
林凤桐	冻土地基岩土工程	
林在贯	岩土工程和工程地质	
周亮臣	水文地质和工程地质勘察	
胡海涛	水文地质、工程地质和环境地质	
袁炳麟	工程勘察和岩土工程	
袁浩清	港口工程勘察和岩土工程	
翁鹿年	工程勘察、地基处理及深基础工程	
莫群欢(女)	工程地质和岩土工程	
常士骠	水文地质、工程地质与岩土工程	
崔政权	工程地质、环境地质与岩土工程	
彭念祖	火力发电和送变电工程地质勘察	
熊大阅	软土和岩石地基勘察	
顾宝和	岩土工程	
张在明	岩土工程	
黄经秋	工程地质	
萧汉英	水文地质	
严伯铎	工程勘察	

注:本表主要根据《岩土工程界》刊登的资料编录,资料可能不全,最后五位为 2000 年新评选的大师。

四、学术刊物

学术刊物是学科发展的载体,学术刊物的数量和水平在相当程度上反映了我国岩土工程学科发展的水平。20 世纪的最后 20 年,我国岩土工程学术园地春意盎然,欣欣向荣,有关岩土工程学科的学报、期刊品种和发行量不断增加。据不完全统计,发行量至少在 10 万份以上。其他相关专业的学报、期刊而辟有岩土工程专栏或经常刊登有关岩土工程者,其发行量更大。表 2-7 列出了部分学报、期刊的名单。

1989 年,岩土工程学报创刊 10 周年,学报刊载一组特约论文和特约评述作为纪念,这些文献回顾了改革开放 10 年来岩土工程各个领域的发展,留下了极为宝贵的历史资料。1999 年岩土工程学报创刊 20 周年之际,改选后的学报第八届编委会全体会议举行会议,会议纪要指出:"岩土工程学报的宗旨是发现优秀人才,报道优秀成果;学报创刊的 20 年,是人才辈出的 20 年,是成果辉煌的 20 年"[11]。这虽是对学报创刊 20 年的评价,但实际上也完全适用于对

20 年来我国岩土工程学科发展的评价。岩土工程学报的编委会从第七届开始,由我国大陆和港、澳、台的岩土工程界人士组成,担任第七、八届编委的港、澳、台人士有区秉光(澳)、陈润祥(港)、李焯芬(港)、李建中(台)、欧晋德(台)、郑文隆(台)、洪如江(台)、顾玉灿(港)、莫若楫(台)、陈正兴(台)、邓汉中(港)、李德河(台)、李咸亨(台)、殷建华(港)等。

有关岩土工程专业的部分学报、期刊名录　　表 2-7

刊　　名	出 版 时 间	出 版 地 点
岩土工程学报	双月刊	南京
岩石力学与工程学报	双月刊	武汉
岩土力学	季刊	武汉
工程勘察	双月刊	北京
地基处理	季刊	杭州
土木工程学报	双月刊	北京
工程地质学报	季刊	北京
同济大学学报	双月刊	上海
浙江大学学报	季刊	杭州
清华大学学报	月刊	北京
北方交通大学学报	双月刊	北京
西南交通大学学报	双月刊	成都
上海交通大学学报	月刊	上海
长沙交通学院学报	季刊	长沙
重庆建筑大学学报	季刊	重庆
铁道学报	双月刊	北京
河海大学学报	双月刊	南京
中国矿业大学学报	季刊	徐州
土工基础	季刊	武汉
工业建筑	月刊	北京
水文地质工程地质	双月刊	北京
地质与勘探	月刊	北京
地下空间	季刊	重庆
岩土工程师	季刊	宁波*
地基基础工程	季刊	北京
西部探矿工程	双月刊	乌鲁木齐
岩土工程界	月刊	北京
岩石力学	季刊	长春
岩土钻凿工程	季刊	北京
建筑技术	月刊	北京
建筑技术开发	双月刊	北京
建筑施工	双月刊	上海
施工技术	月刊	北京

续上表

刊　　名	出版时间	出版地点
探矿工程	双月刊	北京
勘察科学技术	双月刊	保定
建筑科学	双月刊	北京
大坝观测与土工测试	双月刊	南京
港工技术与管理	季刊	上海
岩土工程技术	季刊	北京

*　2000 年起移至上海。

五、岩土工程标准化工作取得了巨大进展

由于我国地域辽阔,地质条件十分复杂,并且岩土工程涉及到工程建设的各个领域,因此标准化工作也反映了这些特点。

本书将在第十二章对我国岩土工程标准化体系的特点、岩土工程标准化对工程建设与技术进步的意义和作用以及岩土工程设计方法研究进展作详细阐述。根据《中华人民共和国工程建设标准规范目录》[12]和《工程建设标准化》[13]的法规与标准发布公告和建设部网站,工程建设标准信息检索系统[14],历年公布的有关岩土工程的现行标准规范共 146 本,包括国家标准、行业标准和协会编制的标准,但不包括地方标准。

为便于读者查阅,下面按"岩土工程术语标准"(2 本)、"岩土工程设计标准"(52 本)、"岩土工程勘察标准"(41 本)、"室内试验、原位测试与检测标准"(39 本)和"施工及验收标准"(12 本)五类列出,每类又分若干亚类。同时还给出了部分与岩土工程关系比较密切的相关标准,但没有列入上述统计。

(一)岩土工程术语标准

建筑岩土工程勘察基本术语标准(JGJ 84—92)

岩土工程基本术语标准(GB/T 50279—98)

(二)岩土工程设计标准

1. 地基基础设计

工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程(JGJ 4—80)

炼油厂油罐基础设计技术规定(SHJ 1058—84)

炼油厂离心泵基础设计技术规定(SHJ 1059—84)

送电线路基础设计技术规定(SDGJ 62—84)

炼油厂离压缩机基础设计技术规定(SHJ 1065—85)

公路桥涵地基与基础设计规范(JTJ 024—85)

膨胀土地区建筑技术规范(GBJ 112—87)

建筑地基基础设计规范(GBJ 7—89)

湿陷性黄土地区建筑规范(GBJ 25—90)

石油化工企业塔型设备基础设计规范(SHJ 30—91)

灌注桩设计施工及验收规程(YBJ 24—92)

灌注桩基础技术规程(YSJ 212—92)

建筑桩基技术规范(JGJ 94—94)
动力机器基础设计规范(GB 50040—96)
钢筋混凝土承台设计规程(CECS 88:97)
冻土地区建筑地基基础设计规范(JGJ 118—98)
港口工程地基规范(JTJ 250—98)
港口工程桩基规范(JTJ 254—98)
高层建筑箱形与筏形基础技术规范(JGJ 6—99)
2. 加固与处理技术
建筑地基处理技术规范(JGJ 79—91)
软土地基深层搅拌法技术规程(YBJ 225—91)
强夯地基技术规程(YSJ 209—92)
强夯设计施工及验收规程(YBJ 25—92)
旋喷桩技术规程(YSJ 219—92)
旋喷桩设计施工及验收规程(YBJ 43—92)
注浆技术规程(YSJ 211—92)
注浆设计施工及验收规程(YBJ 44—92)
火力发电厂地基处理技术规定(DL 5024—93)
氢氧化钠溶液(碱液)加固湿陷性黄土地基技术规程(CECS 68:94)
混凝土水池软弱地基处理设计规范(CECS 86:96)
既有建筑物地基基础加固技术规范(JGJ 123—2000)
3. 边坡、支挡与土工构筑物
锚杆喷射混凝土支护技术规范(GBJ 86—85)
土层锚杆设计与施工规范(CECS 22:89)
铁路路基支挡结构物设计规则(TBJ 25—90)
化工废渣填埋场设计规定(HG 205004—92)
河港工程设计规范(GB 50192—93)
露天煤矿工程设计规范(GB 50197—94)
建筑基坑工程技术规范(YB 9258—97)
基坑土钉支护技术规程(CECS 96:97)
建筑与市政降水工程技术规范(JGJ/T 111—98)
堤防工程设计规范(GB 50286—98)
高桩码头设计与施工规范(JTJ 291—98)
防波堤设计与施工规范(JTJ 298—98)
板桩码头设计与施工规范(JTJ 292—98)
建筑基坑支护技术规程(JGJ 120—99)
4. 合成材料与加筋土
公路加筋土工程设计规范(JTJ 015—91)
土工合成材料应用技术规范(GB 50290—98)
铁路路基土工合成材料应用技术规范(TB 10220—99)
5. 地下工程

地下工程防水技术规范(GBJ 108—87)
地下铁道设计规范(GB 50157—92)
人民防空地下室设计规范(GB 50038—94)
煤炭工业矿井设计规范(GB 50215—94)
(三)岩土工程勘察标准
1. 勘察规范
公路工程地质勘察规范(JTJ 064—98)
铁路工程地质技术规范(TBJ 12—85)
上游法尾矿堆积坝工程地质勘察规程(YBJ 11—86)
火力发电厂储灰场工程地质勘测技术规定(SDGJ 77—86)
港口工程地质勘察规范(JTJ 224—87)
冶金工业建设岩土工程勘察规范(YBJ 1—88)
冶金工业建设岩土勘察技术规范(YSJ 202—88)
高层建筑岩土工程勘察规程(JGJ 72—90)
软土地区工程地质勘察规范(JGJ 83—91)
岩土工程勘察规范(GB 50021—94)
市政工程勘察规范(CJJ 56—94)
城市规划工程地质勘察规范(CJJ 57—94)
岩土工程勘察报告编制标准(CECS 99:98)
水利水电工程地质勘察规范(GB 50287—99)
2. 岩土分类
土的分类标准(GBJ 145—90)
工程岩体分级标准(GB 50218—94)
3. 不良地质勘察
铁路工程地质滑坡勘测规则(TBJ 34—91)
铁路工程地质泥石流勘测规则(TBJ 27—91)
铁路工程地质岩溶勘测规则(TBJ 28—91)
铁路工程地质风沙勘测规则(TB 10053—98)
铁路工程地质黄土地区勘测规则(TB 10055—98)
4. 钻探与取土标准
电力工程地质钻探技术规定(SDGJ 58—83)
岩土野外描述规程(YBJ 4—88)
建筑工程地质钻探技术标准(JGJ 87—92)
原状土取样技术标准(JGJ 89—92)
厚壁取土器(JG/T 5061.1—95)
敞口薄壁取土器(JG/T 5061.2—95)
自由活塞薄壁取土器(JG/T 5061.3—95)
固定活塞薄壁取土器(JG/T 5061.4—95)
水压固定取土器(JG/T 5061.5—95)
束节式取土器(JG/T 5061.6—1995)

三重管单动回转取土器(JG/ T 5061.8—95)
三重管双动回转取土器(JG/ T 5061.9—95)
铁路工程地质钻探技术规程(TB 10014—98)
5.物探标准
冶金勘察物探规范(YBJ 41—81)
水文地质工程地质物探规程(SLJ 7—82)
城市勘察物探规范(CJJ 7—85)
电力工程物探技术规定(SDGJ 81—88)
城市地下管线探测技术规程(CJJ 61—94)
铁路工程物理勘探规程(TB 10013—98)
(四)室内试验、原位测试与检测标准
1. 室内试验
土工试验规程(第一、二、三册(SD 128—84、SD 128—86、SD 128—88)
铁路工程土工试验方法(TBJ 102—87)
铁路工程岩土化学分析方法(TBJ 103—87)
土工试验规程(YBJ 42—92)
土工试验规程(YSJ 224—92)
袖珍贯入仪试验规程(CECS 54:93)
公路土工试验规程(JTJ 051—93)
土工离心模型试验规程(DL/ T 5102—1999)
土工试验方法标准(GB/ T 50123—1999)
2. 原位测试
动力触探技术规定(TBJ 18—87)
静力触探技术标准(CECS 04:88)
标准贯入试验规程(YBJ 12—88)
注水试验规程(YBJ 14—89)
抽水试验规程(YBJ 15—89)
压水试验规程(YBJ 16—89)
静力载荷试验规程(YBJ 17—90)
动力触探试验规程(YBJ 18—90)
PY 型预钻式旁压试验规程(CJJ 69—90)
十字板剪切试验规程(YBJ 19—90)
野外大面积直剪试验规程(YBJ 20—90)
振动试验规程(YBJ 21—91)
动力机械基础地基动力特性测试规程(YSJ 222—91)
预钻式旁压试验规程(YBJ 23—91)
静力触探操作规程(YBJ 22—91)
旁压试验规程(YSJ 224—92)
静力触探技术规则(TBJ 37—93)
地基动力特性测试规范(GB/ T 50269—97)

工程岩体试验方法标准(GB/T 50266—99)
3. 检测与现场观测
场地微振动测量技术规程(CECS 74)
钻芯法检测混凝土强度技术规程(CECS 03:88)
超声回弹综合法检测混凝土强度技术规程(CECS 02:88)
超声法检测混凝土缺陷技术规程(CECS 21:90)
锤击贯入试桩法规程(CECS 35:91)
孔隙水压力测试规程(CECS 55:93)
基桩低应变动力检测规程(JGJ/T 93—95)
基桩高应变动力检测规程(JGJ 106—97)
建筑变形测量规程(JGJ/T 8—97)
城市地下水动态观测规程(CJJ/T 76—98)
铁路工程基桩无损检测规程(TB 10218—99)
(五)施工及验收标准
土方与爆破工程施工及验收规范(GBJ 201—83)
地基与基础工程施工及验收规范(GBJ 202—83)
地下防水工程施工及验收规范(GBJ 208—83)
石油化工装置设备基础工程施工及验收规范(SHJ 510—88)
土方与爆破工程施工操作规程(YSJ 401—89)
地基与基础工程施工操作规程(YSJ 402—89)
矿山井巷工程施工及验收规范(GBJ 213—90)
人防工程施工及验收规范(GBJ 134—90)
石油化工钢制储罐地基与基础施工及验收规范(SH 3528—93)
水工建筑物岩石基础开挖工程施工技术规范(SL 47—93)
露天煤矿工程施工及验收规范(GB 50175—93)
城镇地道桥顶进施工及验收规范(CJJ 74—99)
(六)与岩土工程密切相关的规范
烟囱设计规范(GBJ 51—83)
建筑结构设计统一标准(GBJ 68—84)
钢筋混凝土筒仓设计规范(GBJ 77—85)
烟囱工程施工及验收规范(GBJ 78—85)
危险房屋鉴定标准(CJ 13—86)
建筑抗震设计规范(GBJ 11—89)
混凝土结构设计规范(GBJ 10—89)
混凝土结构加固技术规范(CECS 25:90)
高耸结构设计规范(GBJ 135—90)
钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程(JGJ 3—91)
工程结构可靠度设计统一标准(GB 50153—92)
港口工程结构可靠度设计统一标准(GB 50158—92)
城市防洪工程设计规范(CJJ 50—92)

混凝土结构工程施工及验收规范(GB 50204—92)
构筑物抗震设计规范(GB 50191—93)
防洪标准(GB 50201—94)
水利水电工程结构可靠度设计统一标准(GB 50199—94)
铁路工程结构可靠度设计统一标准(GB 50216—94)
露天煤矿工程设计规范(GB 50197—94)
建筑抗震鉴定标准(GB 50023—95)
砖混结构房屋加层技术规范(CECS 78:96)
建筑地面设计规范(GB 50037—96)
核电厂抗震设计规范(GB 50267—97)
铁路工程抗震设计规范(GBJ 111—87)
建筑抗震加固技术规程(JGJ 116—98)

六、岩土工程学科的名词术语统一工作基本完成

1980 年,中国土木工程学会土力学与基础工程学会成立了名词术语工作委员会。1983 年出版了《土力学与基础工程名词》(汉英及英汉对照)[15]。随后,又于 1991 年作了补充增订,出版了《土力学与基础工程名词》(汉英及英汉对照)第二版[16]。该版共收入中文词目 6382 条,英文词目 6991 条,此项工作系由冯国栋教授主持完成。随着学科的发展,新名词陆续出现,冯国栋又提出了补充名词 400 余条(汉英及英汉对照)连载于“土工基础”1995 年第 1、第 2 期及 1996 年第 1 期。之后,史佩栋提出了补充意见,发表于“土工基础”1997 年第 2 期。这些均可作为日后修订《土力学与基础工程名词》的依据。

1993 年,行业标准《建筑岩土工程勘察基本术语标准》[17]正式颁发实施,收入术语 1113 条。

1998 年,国家标准《岩土工程基本术语标准》[18]正式颁发实施,收入术语 623 条。

台湾地区称“岩土工程”为“地工技术”或“大地工程”;香港地区则称“土力工程”。

台湾学者郑文隆教授(曾任《岩土工程学报》第七届编委)有鉴于时空之隔阂,使同种同文的国度产生了不同的语言,在封闭而资讯不发达的社会,本属常态,但在将迈进 21 世纪的今天,在大地工程的专业领域,中国人面对面沟通的时候,专业“语言”上的障碍是发人省思的问题。于是,组织台湾数十位地工界同行共同协力,主持编写了《海峡两岸地工名词英汉对照》,为两岸的学术交流取得了初步成果。

分析研读该“两岸名词对照”,总共 7 800 余条,发现其中台湾与大陆相同、雷同或接近者约 5 000 条,其余 2 800 余条大多数需经注释才能理解(其中差距较大的单词约 1 000 余条),有 900 余条原书缺失大陆名词,并有若干印误之处等。为此,史佩栋征得郑文隆的意见后,对郑文隆的工作作了补正,并已将其手稿送郑文隆研究。相信在两岸更多同行的继续努力下,必可对两岸名词作出整合统一,从而使两岸能使用共同的专业语言向 21 世纪迈进。

七、茅以升土力学及基础工程大奖和中国土木工程(詹天佑)大奖

为了弘扬我国工程建设的伟大成就,表彰奖励在科技创新与应用中做出突出成绩的优秀专家和优秀的土木工程项目,中国土木工程学会颁发茅以升土力学及基础工程大奖和中国土木工程詹天佑大奖。

1993 年 8 月,第一届茅以升土力学及基础工程大奖的获得者为汪闻韶,提名奖获得者孙更生、许惟阳和屈智炯;1996 年 5 月,第二届茅以升土力学及基础工程大奖的获得者为刘建航和王恭先,提名奖获得者为孙更生、沈珠江;1999 年 2 月第三届茅以升土力学及基础工程大奖的获得者为陈祖煜,提名奖龚晓南,青年奖栾茂田[1]。

中国土木工程学会与中国科学技术发展基金会詹天佑土木工程科技发展基金 1999 年"中国土木工程(詹天佑)大奖"于 2000 年 5 月在浙江杭州由詹天佑土木工程科技发展基金委员会主席许溶烈教授主持首次颁奖。

本项大奖是我国土木工程界创新工程最高荣誉奖,由两院院士和建筑、铁道、交通等建设主管部门领导组成的评委会,从各方提名申报的工程项目中评选产生的。今后每两年评选一次。获奖项目无不与岩土工程密切相关,获奖名单如下:

桥梁工程:九江长江大桥、上海杨浦大桥、番禺洛溪大桥、贵州江界河大桥、北京四元立交桥;

隧道与地下工程:上海地铁一号线、五指山隧道、钱塘江二桥的基础工程;

建筑工程:上海华亭宾馆、广东国际大厦、上海东方明珠电视塔、北京首都机场四机位机库;

铁道工程:京九铁路吉安定南段、京九铁路阜阳枢纽工程;

公路工程:京津塘高速公路、沪宁高速公路江苏段;

港口工程:大连港大窑湾港区一期四泊位、宁波港北仑洪区 20 万吨煤码头;

给排水工程:北京高碑店污水处理厂一期工程、西安黑河引水曲江水厂;

香港地区工程:香港三号干线。

八、开始进行岩土工程师注册考试制度的准备工作

为了提高岩土工程执业人员的素质,保证工程质量,加强国际交流和加快与国际接轨,国家决定实行岩土工程师注册考试制度,并于 1998 年 6 月成立了全国岩土工程师注册考试评分专家组。岩土工程师注册考试制度的实行,无疑将对岩土工程专业的发展起到极大的推动作用。注册考试分基础考试和专业考试两个阶段[19]。

基础考试科目有:工程地质;土力学与地基基础;弹性力学、结构力学与结构设计;工程测量;计算机与数值方法;建筑施工与管理;职业法规。

专业考试科目有:岩土工程勘察;浅基础;深基础;地基处理;土工结构、边坡、基坑与地下工程;特殊条件下的岩土工程;地震工程;工程经济与管理。

九、出版了一大批岩土工程专业的专著、教材、手册和丛书

50 年来,特别是最近 20 年来,岩土工程领域的学术著作出版工作和其他领域一样,出现了欣欣向荣的景象,是岩土工程学科发展的历史记载,也是几代学者辛勤劳动的结晶。

为了纪念岩土工程界前辈的历史功绩,最近十年来,陆续出版了黄文熙、俞调梅、汪闻韶、卢肇钧、曾国熙等著名土力学家的纪念文集[20]~[24]。这些纪念文集中,大多系统地介绍了他们为我国岩土工程事业所作的贡献、学术上的成就和他们的主要论文或回忆录,有的还收集了其弟子们的代表作。岩土工程学报于 1998 年第 1 期首次开设了以黄文熙的名字命名的"讲座",每年第 1 期开设 1 讲,作为学报的高级学术讲座。

黄文熙院士于 80 年代初主编了《土的工程性质》[25],这是一本系统地介绍国内外各种理

论和研究成果的土力学专著,内容包括:土的弹塑性应力—应变模型理论,土的渗透性,土的固结与压缩,土的强度,土的流变性质,土的力学性质的试验室量测技术等。

《岩土材料流变及其工程应用》[26]是孙钧院士的学术新著,1999 年出版。其出版得到了首批国家科学技术学术著作出版基金的资助。全书内容反映了近二十年来孙钧院士及其所在的研究集体,结合承担国家、教委和省市科学基金课题以及"六五"、"七五"国家重大科技攻关项目所进行的理论、实验与测试研究以及十多项重大工程实践应用的成果总结。

《理论土力学》[27]是沈珠江院士的新著,2000 年出版。这本专著全面总结了自 Terzaghi 的同名专著问世 50 余年来国内外学者在这方面的成就。内容包括:土的强度和本构理论,土的弹性应力理论,饱和和非饱和土固结理论,极限平衡理论,液化破坏理论,渐进破坏理论等。

俞调梅教授在 1991 年出版了专著《上海地区的基础工程》[28],回顾了上海基础工程发展的历史,总结了上海地区的基础工程,特别是桩基础的经验,报道了上海软土的工程性质,讨论了在软土地基上建造油罐的地基处理技术。

《地基极限承载力的计算》[29]是郑大同教授的著作,出版于拨乱反正之初的 1979 年,这是郑先生在文化大革命时期对于地基承载力问题所进行的研究、整理的成果。

1982 年,蒋彭年教授所著的《土的本构关系》一书出版,系统介绍了土的本构模型的理论与方法[30]。

1987 年,魏汝龙教授出版了《软粘土的强度和变形》一书[31],系统地介绍软粘土的强度和变形方面新的理论和方法,是作者从事岩土工程工作三十余年经验的总结。

1990 年,刘金　教授编著的《桩基础设计与计算》出版,系统地反映了建国以来建筑工程中应用桩基的工程经验和科研成果[32]。

1995 年,朱维申教授著的《复杂条件下围岩稳定性和岩体动态施工力学》出版,是作者多年科学研究成果的系统总结[33]。

1998 年,周思孟教授主编出版了《复杂岩体若干岩石力学问题》一书,反映了我国岩石力学试验研究的成果[2]。

1998 年,赵锡宏教授出版了英文版的专著《Theory of Design of Piled Raft & Piled Box Foundations for Tall Buildings in Shanghai》,系统地反映了作者和他的同事、学生们最近十余年来在岩土共同作用领域中的科学研究成果[34]。

解放后最早的教材《土力学与地基基础》是陈梁生、陈仲颐教授编写的,出版于 1957 年。[35]

60 年代初,俞调梅教授主编的教材《土质学与土力学》出版[36],此书在 70 年代、80 年代和 2001 年近已三次修订出版。由俞调梅教授开创的这门课程,经过四十多年的教学实践与继承发展,土质学与土力学已经形成了自己的特色,具有较强的适应性,各兄弟学校也已积累了宝贵的教学经验。

《地基与基础》教材有天津大学等四个学校编写的版本(1978 年)[37]和华南工学院等四所学校编写的版本(1980 年)[38],并分别于 1993 年及 1991 年修订再版。

70 年代末,由钱家欢教授主编的《土工原理与计算》是一本研究生的教材,系统地介绍国内外土力学重要领域的理论和计算方法,90 年代中期出版了第二版[39]。

1990 年,由朱百里、沈珠江教授编著的《计算土力学》出版[40],也是一本重要的研究生教材。

1987 年,屈智炯教授编著的《土的塑性力学》[41]和 1990 年龚晓南教授编著的《土塑性力

学》[42]是两本研究生的教材。

1997 年,胡中雄教授编著的《土力学与环境土工学》[43]是一本反映了同济大学研究生土力学教学特点的教材。

在最近 20 多年中,还有更多的本科生与研究生的教材出版,这里不一一列举。

有关基础工程方面也出版过不少专著。1984 年由孙更生、郑大同教授主编的《软土地基与地下工程》[44]全面地介绍了软土地区,特别是上海地区的基础工程和地下工程的实践经验。

1989 年,由徐攸在、刘兴满教授主编的《桩的动测新技术》系统地介绍了桩的动测的各种方法[45]。

1990 年,由陈仲颐、叶书麟教授主编的《基础工程学》[46]是反映我国基础工程实践经验的一部专著。

1993 年,由宰金珉、宰金璋教授编著的《高层建筑基础分析与设计》反映了作者的研究成果和我国高层建筑基础工程的设计经验[47]。

我国岩土工程界在进行国际学术交流的同时,也及时地将具有代表性的名著翻译介绍给国内的读者:文化大革命以后最早的译本是 1983 年由钱鸿缙、叶书麟教授译校出版的《基础工程手册》(译自 H.F. Winterkorn 和 H.Y. Fang 主编的"Foundation Engineering Handbook")[48];1986 年,由俞调梅、叶书麟、曹名葆教授译校的《岩土工程》(译自 I.K. Lee 等著的"Geotechnical Engineering")[49]。1991 年由叶书麟、宰金璋教授等译校的《软粘土工程学》(译自 E.W. Brand 和 R.P. Brenner 主编的"Soft Clay Engineering")[50];1997 年由陈仲颐、张在明教授等合译的《非饱和土土力学》(译自由 D.G. Fredluned 和 H. Rahardjo 合著的"Soil Mechanics for Unsaturated Soils")[51]。1999 年出版由俞调梅、朱百里教授编译的《废弃物填埋场设计》(译自国际土力学及基础工程协会委托德国岩土工程协会编辑的《填埋场设计与除污措施的岩土工程技术建议》GLR)。[52]

由黄文熙先生作序,中央人民政府水利部南京水利实验处编的《土工试验手册》是我国土力学和岩土工程领域的第一部手册。该书先于 1951 年 10 月由南京水利实验处内部出版,继而于 1953 年 11 月由商务印书馆公开出版。蒋彭年先生主持了该书的编著,范家骅、盛崇文先后担任编辑。其内容包括 27 个试验项目,共 30 余万字[53]。

自 80 年代后期开始,出版了许多手册与丛书。其中发行量较大、影响面比较大的有:《岩土工程手册》;《地基处理手册》;《岩土工程标准规范实施手册》;《基础工程施工手册》;《土工合成材料工程应用手册》;《地基处理工程实例应用手册》;《桩基工程手册》;《基坑工程手册》;《深基坑支护结构实用内力计算手册》;《实用桩基工程手册》;《高层建筑基础工程手册》;《地基基础设计与施工丛书》;《岩土工程勘察设计手册》;《岩土工程试验监测手册》;《岩土工程治理手册》;《岩土工程监理手册》;《国内外岩土工程实例和实录选编》;《深基坑工程实用技术》;《深基坑支护结构工程实例》等。

纵观我国岩土工程学术之林,50 年来,出书数百卷、篇幅数千万字,一派万木参天,春意盎然的景色,这些出版物正是 20 世纪岩土工程学科蓬勃发展的最好历史见证。

第三节　我国岩土工程科学技术重大成就

岩土工程不是一门独立于土木工程学科之外的学科,而是寓于各主体工程之中而又服务于主体工程。服务于建筑工程,就是建筑工程的一部分;服务于桥梁工程,就是桥梁工程的组

成部分;岩土工程是它所服务的学科的组成部分,没有不从属于主体工程的岩土工程。我国大规模的工程建设是岩土工程得以发展的基础,因此在讨论我国岩土工程科学技术重大成就时,必须从考察我国土木工程和水利工程的重大进展着手。下面分别从城市建设、大坝工程、大桥建设、机场建设、地下洞室、港口工程、铁路与公路建设等七个方面讨论岩土工程科学技术的发展。

一、城市建设

改革开放以来,随着城市化进程的加快,城镇总人口已接近 4 亿。目前,全国已有 667 个城市,其中百万人口以上的特大城市已有 37 个,50 万至 100 万人口的大城市有 51 个,20 万至 50 万人口的中等城市有 216 个,20 万人口以下的小城市 363 个,此外还有 1.9 万个建制镇。城市建设的发展首先是基础设施为先行,如上海在软土地基上的南浦大桥、杨浦大桥等特大桥、地下铁道和合流污水等项目都是解决了基础工程和地下工程方面的许多技术关键的条件下才能建成。

据不完全统计,我国各大、中城市在 20 世纪的最后 20 年已建成 10 层以上的高楼逾万幢,建筑面积接近 2×10^8 m²。其中,上海和深圳两个城市都超过 3 000 幢,即使如杭州这样局部地区控制建造高层建筑的风景旅游城市也建造了 500 幢高楼。

解放前,我国的最高楼是上海国际饭店,地上 22 层,地下 2 层,地面以上高 82.5m。

1968 年建成的广州宾馆高 87.6m,是解放后首次超过上海国际饭店高度的建筑物。

1976 年广州建成 112m 高的白云宾馆是我国首座超过 100m 的高层建筑。

1990 年,北京建成 208m 的京广中心,首次超过 200m。

1996 年,高 322m 的广州中天广场建成,这是我国首次超过 300m 高度的高层建筑。

1998 年,高 420.5m,88 层,高度超过 400m,位居世界第三高楼,并获 1999 年度国家科技进步一等奖的上海金茂大厦的建成,标志着我国超高层建筑基础工程技术达到了世界先进水平。

从 1968 年至 1998 年的 30 年间,我国高层建筑的高度不断地攀升,说明包括地基基础在内的高层建筑设计施工技术水平的不断提高。表 2-8 给出了 20 世纪我国最高的 100 幢高层建筑,表 2-9 是我国 11 个城市和香港特区的最高建筑的名录[54]。

20 世纪我国大陆 100 幢最高建筑一览表

(统计截止年份:1999 年)

表 2-8

序号	建筑名称	建造地点	建成年份	高度(m)	层数		结构
					地上	地下	
1	金茂大厦	上海	1998	420.5	88	3	S+C
2	地王大厦	深圳	1996	325	81	3	S+RC
3	中天广场	广州	1996	322	80	2	RC
4	中银大厦	青岛	1996	241	58	3	RC
5	鸿昌广场	深圳	1996	218	60	4	RC
6	武汉国际贸易中心	武汉	1996	212	53	3	RC
7	京广中心	北京	1990	208	57	3	S
8	金膺国际商厦	南京	1996	206	58	2	RC

9	上海森茂大夏	上海	1996	201	46	4	RC筒SRC柱

续上表

序号	建筑名称	建造地点	建成年份	高度（m）	层数		结构
					地上	地下	
10	广东国际大厦主楼	广州	1992	199	63	4	RC
11	大都会广场	广州	1996	199	48	2	RC
12	武汉建银广场	武汉	1996	198	50	2	RC
13	经协大夏	深圳	1996	195	56	3	RC
14	世界金融大厦	上海	1996	189	46	3	S+RC
15	山东省商业大厦	济南	1996	185	53	3	RC
16	京城大厦	北京	1991	183	52	4	S
17	佛山百花广场	佛山	1996	178	54	2	RC
18	时代广场大厦	深圳	1996	176	38	3	RC
19	深房广场	深圳	1995	175	50	3	RC
20	通程国际商业大厦	长沙	1996	174	45	2	RC
21	汞锦江大酒店	上海	1996	174	50	2	RC
22	泰合广场	武汉	1996	174	45	2	RC
23	兰生大厦	上海	1996	173	40	3	RC
24	建设大厦	上海	1996	173	46	2	RC
25	大连天伦大厦	大连	1996	170	43	3	RC
26	东北电力负荷预测中心	沈阳	1996	169	44	2	RC
27	新金桥大厦	上海	1996	176	42	2	S+RC
28	广州国际贸易中心	广州	1996	167	48	2	RC
29	广信大厦	广州	1996	167	47	4	RC
30	东风路065工程	广州	1996	166	46	4	RC
31	上海世界广场	上海	1996	165	42	3	S
32	上海商城中楼	上海	1990	165	48	1	RC
33	深圳发展中心	深圳	1996	165	43	1	S+RC
34	金丝利大厦	南京	1996	162	46	3	RC
35	国贸大厦	深圳	1985	160	50	3	RC
36	齐鲁宾馆	济南	1996	157	51	2	RC
37	期货大厦	上海	1996	156	42	3	S+RC
38	国贸大厦	北京	1989	155	39	2	S
39	上海港陆广场	上海	1996	155	37	2	RC
40	民兴金融广场	成都	1996	153	40	5	RC
41	天津远洋航运大厦	天津	1993	153	41	3	RC
42	中国煤炭大厦	上海	1989	153	34	2	RC
43	新锦江大酒店	上海	1996	153	46	1	S
44	邮电通信网管大厦	天津	1996	151	42	2	RC

45	湖南国际贸易金融中心	长沙	1996	150	46	4	RC

续上表

序号	建筑名称	建造地点	建成年份	高度（m）	层数		结构
					地上	地下	
46	实业大厦	上海	1996	150	42	2	RC
47	上海招商大厦	上海	1996	150	40	2	RC
48	世界贸易大厦	上海	1990	150	39	3	RC
49	广东省彩色电视中心	广州	1996	148	33	1	RC
50	上海商务中心交易大厦	上海	1996	148	42	2	RC
51	山西省电力调度大楼	太原	1996	147	37	3	RC
52	航华科贸中心三星大厦	北京	1996	146	34	3	RC
53	时代广场	上海	1996	145	34	3	RC
54	中国金融大厦	上海	1996	145	40	2	RC
55	江苏大厦	上海	1996	144	43	3	RC
56	静安希尔外贸业务楼	上海	1996	144	43	1	S-RC
57	江苏省外贸业务楼	南京	1989	142	38	2	RC
58	香港广场	上海	1996	142	38	3	RC
59	国际大酒店	南京	1996	141	40	2	RC
60	中天广场东公寓	广州	1996	141	39	3	RC
61	中天广场西公寓	广州	1996	145	39	3	RC
62	湖北省电力局调度楼	武汉	1996	145	34	2	RC
63	广东国际电子大厦	广州	1996	141	35	3	RC
64	深圳电子科技大厦办公楼	深圳	1993	139	38	2	RC
65	建设银行营业大厦	太原	1996	138	36	2	RC
66	新闻文化中心	深圳	1996	138	38	2	RC
67	福州环球广场	福州	1996	137	35	4	RC
68	今晚报大厦	天津	1996	136	38	2	RC
69	天津国际大厦	天津	1991	136	38	3	RC
70	华桥大厦	广州	1991	134	42	2	RC
71	深圳国际金融大厦	深圳	1989	134	38	1	RC
72	上海国际贸易中心	上海	1990	134	39	2	RC
73	天星河畔广场	天津	1996	134	39	2	RC
74	国家经贸委	北京	1996	133	35	3	RC
75	湖北省电力调度综合楼	武汉	1996	133	33	2	RC
76	广州天河娱乐广场	广州	1996	133	35	3	RC
77	华厦大酒店	广州	1991	133	43	3	RC
78	上海电信大楼	上海	1987	131	24	3	RC
79	上海银东大厦	上海	1995	130	31	2	RC
80	广州百货大厦	广州	1996	130	33	2	RC
81	联合大厦	上海	1990	129	36	2	RC

82	广电大楼	上海	1994	127	26	1	RC

续上表

序号	建筑名称	建造地点	建成年份	高度(m)	层数		结构
					地上	地下	
83	中农信国际大厦	宁波	1996	127	36	2	RC
84	广东省公安厅指挥中心	广州	1996	126	33	3	RC
85	大连中山大厦	大连	1996	126	37	4	RC
86	中服大厦	北京	1995	126	32	2	RC
87	天津新闻中心	天津	1996	126	37	4	RC
88	东峻广场	广州	1995	126	34	2	RC
89	济南国际金融大厦	济南	1996	125	28	2	RC
90	信联大厦	中山	1995	125	35	1	RC
91	永基花园	天津	1996	124	35	2	RC
92	南京邮通信政指挥中心	南京	1995	124	34	3	RC
93	扬子江大酒店	上海	1990	124	39	1	RC
94	裕宁大厦	沈阳	1995	123	35	2	RC
95	中银花园办公楼 I	深圳	1996	122	28	2	RC
96	中银花园办公楼 II	深圳	1996	122	28	2	RC
97	华东电力大楼	上海	1988	122	30	2	RC
98	会陵综合业务楼	上海	1993	121	32	2	RC
99	证券大厦	上海	1996	121	29	3	S+RC
100	航空大厦	深圳	1987	120	37	1	RC

我国11个城市和香港特区的最高建筑 表2-9

城市名称	最高建筑物名称	高度(m)	建成年份
上海	金茂大厦	420.5	1998
香港	中环广场大厦	374	1992
深圳	地王大厦	325	1996
广州	中天广场	322	1996
青岛	中银大厦	246	1996
武汉	世界贸易大厦	229	1998
杭州	第二长途通信枢纽楼	209	2000
北京	京广中心	208	1990
南京	金鹰国际商厦	206	1997
大连	远洋大厦	201	1998
西安	陕西信息大厦	191	1998
天津	和平商业城	159	1998

二、大坝工程建设中的岩土技术

我国的大坝工程建设在建坝规模、新技术、新材料及新坝型的研究和推广等方面的长足进步都显示了在水利水电建设领域中岩土工程技术的进步。

在建的三峡工程举世瞩目,三峡工程建设中的岩石力学难题,诸如库区环境、地基处理和高边坡稳定等,在国内外均无先例可循。1993 年在宜昌召开"三峡工程岩石力学与工程国际科学技术讨论会",1996 年在三峡召开"三峡库区地质环境研讨会暨中日地层环境力学国际学术讨论会"。第七届国际岩石力学学会主席 C. Fairhurst 在参加了 1993 年的国际讨论会后指出:"在这个世界上迅速发展的国家——中国,岩石力学面临着数不清的机遇与挑战。中国科学家和工程师的献身精神令人钦佩。除了国际著名的三峡工程以外,中国还有其他一些在建或拟建的大工程。通过这些重大工程活动,中国会对岩石力学的发展作出重大的贡献"[55]。

全国已建的 100m 以上的大坝见表 2-10。正在建造的黄河小浪底工程具有世界上最大的泥沙调节能力,四川的沙牌坝是目前世界上最高的碾压混凝土拱坝,正在筹建的水布垭坝坝高 233m,是目前世界上最高的混凝土面板堆石坝,龙滩碾压混凝土重力坝,坝高 218m,也为目前世界同类大坝之最,小湾拱坝坝高 292m ,为目前世界最高。

上述这些大型水利水电工程的建设,推动了岩土工程技术水平的提高,显示了我国岩土工程技术的成就。

全国已建高度100m 以上的大坝　　表 2-10

序号	工程名称	所在省区	河流	坝　型	坝高(m)	坝顶长(m)	坝体工程量(万 m)	总库容(亿 m^3)	建成年份
1	德基	台湾	大甲河	双曲拱坝	180	185	43	2.3	1974
2	龙羊峡	青海	黄河	重力拱坝	175		154	247.0	1984
3	乌江渡	贵州	乌江	拱形重力坝	165	368	193	23.0	1982
4	东江	湖南	耒水	双曲拱坝	157		95	81.2	1986
5	白山	吉林	第二松花江	重力拱坝	149.5	664	163	65.1	1987
6	刘家峡	甘肃	黄河	重力坝	147	204	76	61.2	1969
7	曾文	台湾	曾文溪	粘土斜墙堆石坝	136.5		765	8.9	1973
8	石门	台湾	大汉溪	粘土斜墙堆石坝	133			3.2	1964
9	湖南镇	浙江	乌溪江	梯形支墩坝	129	245	115	20.6	1979
10	故县	河南	洛河	重力坝	121	311	109	11.6	1985

序号	工程名称	所在省区	河流	坝　　型	坝高 (m)	坝顶长 (m)	坝体工程量 (万 m)	总库容 (亿 m^3)	建成年份
11	安康	陕西	汉江	重力坝	119	485	260	25.8	1982
12	吴溪	台湾	浊水溪	拱坝	114			1.5	1959

续上表

序号	工程名称	所在省区	河流	坝　　型	坝高 (m)	坝顶长 (m)	坝体工程量 (万 m)	总库容 (亿 m^3)	建成年份
13	石头河	陕西	石头河	土石坝	114		835	1.3	1982
14	云峰	吉林	鸭绿江	宽缝重力坝	113.8	824	276	39.1	1965
15	凤滩	湖南	酉水	空腹重力坝	112.5	488	108	17.2	1978
16	潘家口	河北	滦河	宽缝重力坝	107.5	1024	262	29.3	1980
17	黄龙滩	湖北	堵河	重力坝	107	371	98	11.8	1974
18	三门峡	河南	黄河	重力坝	106	713	163	133.1	1960
19	水丰	辽宁	鸭绿江	重力坝	106	899	340	147.0	1941
20	新安江	浙江	新安江	宽缝重力坝	105	465	138	220.0	1960
21	新丰江	广东	新丰江	单支墩大头坝	105	440	100	139.0	1960
22	高岛东坝	香港		沥青混凝土心墙堆石坝	105				
23	柘溪	湖南	资水	单支墩大头坝	104	330	66	35.7	1961
24	紧水滩	浙江	瓯江大溪	双曲拱坝	102		53	13.9	1988
25	碧口	甘肃	白龙江	粘土斜墙堆石坝	101	297	440	5.2	1976
26	二滩	四川	雅砻江	拱坝	245	650	750	30	1998
27	李家峡	青海	黄河	拱坝	165	450	430	60	1998
28	东风	贵州	赤鹏江	拱坝	160	325	270	50	1988

三、大桥建设中的岩土工程

我国在 50 年代建造的长江第一桥——武汉长江大桥采用了管柱施工技术，解决了长江深水中建造大桥基础的关键技术。60 年代建造南京长江大桥时，采用了重型沉井、深水钢筋混凝土沉井和钢沉井技术。70 年代建造九江长江大桥时，采用了双壁钢围堰钻孔桩基础和薄壁

钢筋混凝土浮式沉井基础[56]。

80 年代以来,我国大桥的建设翻开了新的一页,在复杂地质条件下特大桥梁的建设中,岩土工程又面临许多新的挑战。例如,在大跨度的桥梁建设中,悬索桥是一个常用的桥型,我国虎门大桥、西陵长江大桥和江阴长江大桥都采用了悬索桥。但这类大跨度悬索工程都涉及桥台锚碇工程岩体的稳定性评价与对策,提出了许多岩石力学的研究课题。这些特大桥梁的建成,标志着岩石力学又上了一个新的水平。

我国近 20 年来建成的特大桥梁见表 2-11。其中上海南浦大桥和九江长江大桥均获得国家科技进步奖一等奖。

20 世纪末我国已建造的部分特大桥梁　　表 2-11

大桥名称	主跨跨度(m)	结构特点
江阴长江大桥	1385	钢悬索桥,钢箱梁,公路桥
芜湖长江大桥	312	矮塔斜拉桥,多孔多联连续钢桁梁结构,公铁两用
重庆鹅公岩长江大桥	600	钢箱梁悬索桥,城市交通(道路加轻轨铁路)
重庆大佛寺长江大桥	450	预应力混凝土双塔双索斜拉桥,公路桥
汕头海湾大桥	452	三跨悬索桥
万县长江大桥	420	钢管混凝土拱桥
西陵长江大桥	900	钢箱梁悬索桥,公路桥
香港青马桥	1377	箱形加肋梁悬索桥,公铁两用
九江长江大桥	216	刚性梁柔性拱
重庆长江二桥	444	斜拉桥
广东虎门大桥	270	钢箱加劲悬索桥
上海南浦大桥	423	双塔双索叠合梁斜拉桥
上海杨浦大桥	602	双塔双索叠合梁斜拉桥

四、地下洞室工程

地下洞室工程是岩土工程的一个组成部分,地下洞室工程常遇到的岩石力学问题有洞室塌方、涌水突水、山体变形、岩溶塌陷、泥石流、岩爆、有害气体等。如 60 年代修筑成昆铁路时,全线 415 座隧洞,塌方的 15%,涌水的 93.5%;青藏铁路关角隧道通过 11 条断层带,塌方达 60 余次;大瑶山隧道穿过 9 号断层时突水量达 3×10^{3} m^{3}/d[57]。

我国已建水工隧道 400 余条,总长达 400km;铁路隧道 4 900 余条,总长 2 600km。部分长大隧道见表 2-12。

我国部分长大隧道　　表 2-12

隧道名称	工程名称	长度(m)

凉风垭隧道	川黔铁路	4 270
关角隧道	青藏铁路	3 690
南岭隧道	衡广铁路	6 061.8
关村坝隧道	成昆铁路	6 107

续上表

隧道名称	工程名称	长　　度(m)
平型关隧道	京原铁路	6 190
沙木柱达隧道	成昆铁路	6 379
驿马岭隧道	京原铁路	7 032
云台山隧道	候同铁路	8 145
军都山隧道	大秦铁路	8 460
大瑶山隧道	衡广铁路	14 300
秦岭隧道	西康铁路	18 500
中梁山隧道	公路	3 100
盘道岭隧道	引大入秦工程	15 700
引水隧道	鲁布革水电站	9 400
总干 6 号引水隧道	引黄入晋工程	13 600

五、机场工程中的岩土工程技术

20 世纪的最后 20 年,我国建设的机场数量增加、等级提高,遇到的地基问题非常复杂。沿海地区的许多机场建在软土上,西部地区的许多机场建在各种特殊岩土地基上,机场地基处理面积大、技术要求高、投资大。机场工程所采用的地基处理技术是 20 世纪 80～90 年代岩土工程技术发展的一个重要方面。部分机场所采用的地基处理技术,见表 2-13。其中,贵阳龙洞堡机场高能量强夯处理高填石地基的项目获得 1999 年度国家科技进步奖,上海某机场采用强夯处理软土地基的项目获得 1999 年度军内科技进步奖。

机场工程中的岩土工程技术　　表 2-13

机场名称	岩土工程特点	处理技术
贵阳龙洞堡机场	高填石地基	3 000kN·m 高能量强夯
敦煌机场	盐渍土地基	处理盐渍土鼓胀病害
西宁机场	黄土	挖方采用 3 000kN·m 高能量强夯 填方采用重型机械分层碾压
上海某机场	软土	强夯
宁波机场	软土	堆载预压

深圳机场场道	软土	换填

六、港口工程中的岩土工程技术

港口工程都位于沿江沿海的软土地区,地基处理是最重要的技术关键,几乎所有软土地基处理技术在港口工程中都获得了广泛的发展与应用。真空预压加固软基的技术就是在港口工程中研究成功并推广应用的;爆炸挤淤处理软基和填土超载挤淤法处理软土地基的技术也在港口工程中获得应用。我国在一些重要港口工程中发展的岩土工程技术实例见表 2-14。

港口工程中的岩土工程技术　　表 2-14

港 口 工 程	岩土工程技术特点
深圳赤湾港防波堤	土工织物垫层、砂垫层和堤侧镇压层相结合的地基处理技术
深圳蛇口港二突堤	填土超载挤淤法
连云港大堤	爆炸挤淤处理软基
天津港东突堤及南、北侧码头	进行 90 多万 m^3 的深层水泥拌和体的软土加固,置换率 50％～100％,60 天无侧限抗压强度 2.5MPa
天津港东突堤	真空预压加固软基
宁波北仑港 20 万吨级中转码头矿物堆场	强夯置换石渣桩处理软基
澄西船厂	振冲碎石桩
湛江港	预应力钢筋混凝土空心方桩
南通狼山港三泊位码头	直径 80cm 的钢筋混凝土八角桩
连云港庙岭二期工程	直径 120cm 的大直径预应力管桩

七、铁路、公路建设中岩土工程技术的发展

建国以来,通过修建 30 000km 铁路新线、改造 20 000km 既有线路的大规模工程实践,进行了累计长达 140 000km 的线路勘察和 400 多万延米的钻探,积累了在地质复杂地区整治滑坡、泥石流、岩溶、软土、膨胀土、黄土、冻土、沙漠等地质灾害的经验和工程措施,取得了一大批技术成果。

包兰铁路长达 55km 的治砂防护体系,有效地治理了风沙的危害,为西部地区荒漠化的防治提供了经验。

80 年代中期,国家确定了发展高速公路的方针,1988 年,大陆的第一条高速公路——沪嘉高速公路建成通车;不久,沈大、京津唐高速公路相继投入运营,从此,我国高速公路建设进入新的发展时期。沪宁、沪杭、杭甬、佛开、泉厦、沈长、石新、长湘、太旧、京沈等高速公路都先后

建成,1996 年底,全国通车的高速公路里程为 3 422km;至 2000 年底,京沪高速公路全线通车,全国高速公路的通车总里程已突破 16 000km。可见在 20 世纪的最后 4 年中,我国高速公路建设速度之快、规模之大。

我国目前高速公路大部分建于东部沿海,沿海地区的高速公路建设中,软土地基的处理是主要的技术关键,如软土地基问题处理不好,则可引起路堤整体滑动、桥台破坏、桥头跳车、路面破坏和路面积水等。在沪宁高速公路昆山进行了软土地基加固的试验,采用了四大类 13 种方案的现场试验、室内试验和理论分析,取得了系统的研究成果,并在沪宁高速公路的建设中发挥了作用。

在铁路、公路工程中岩土整治取得重大技术成果的部分线路,见表 2-15。

铁路、公路工程中的岩土整治　　表 2-15

工程名称	主要的岩土工程问题
包兰铁路	55km,55.36×10^6m^2 的治砂防护体系
青藏铁路	多年冻土治理
成昆铁路	泥石流防治
贵昆铁路	岩溶塌陷整治
南昆铁路	岩溶、膨胀岩土处理
沪宁高速公路	进行软土地基处理大规模现场试验优选处理方法
杭甬高速公路	软土地基堆载预压、固结排水、采用轻质填料

第四节　我国岩土工程面临的任务

在千年更替、世纪之交之际,展望我们的国家未来的美好前景,迎接新世纪的曙光,描绘岩土工程发展的宏伟蓝图。

国外的经济学家预测,在新世纪里世界经济发展热区将从环太平洋的东岸移至西岸,而我国则是这个热区中的热点,我国必将出现新的建设高潮。我国改革开放的继续深入与国民经济的持续高速增长,为岩土工程提供了广阔的发展空间。

按照西方的说法,19 世纪是铁路桥梁的世纪,20 世纪是高层建筑的世纪,而 21 世纪将是地下空间开发利用的世纪。根据我国的情况,城市化的进程正在加速,西部大开发将在新世纪里实现,我国可能出现路桥、高层建筑和地下空间开发利用三者齐头并进的局面。

以地下空间开发利用为例,深圳市正在率先筹划建设地下新城,已出台深圳"城市地下空间发展规划纲要",其基本构架是以地铁网络为体系,逐步形成大型公共建筑密集区、商业密集区、地铁换乘站、城市公共交通枢纽,以罗湖、上步、福田为三个中心的地下空间开发区,规划范围达 327.5km^2。

自 1965 年以来,我国已在北京、天津、上海、广州等特大城市建成近 90km 的地下铁道。根据新一轮的城市规划,上海在已建成两条线路的基础上,将新建地铁线路 11 条,384km,轻轨线路 10 条,186km,完成此总体规划,需投资 3 000 多亿人民币。同时,南京、重庆、青岛和沈阳等城市的地铁项目也都在筹划或实施之中。我国在 21 世纪前期将重点发展特大城市的地下轨道交通,预计形成网络式地下空间布局的城市将会达到 20～30 座。

铁路交通将在 2010 年以前完成京沈、京沪等约 10 000km 的快速客运交通道网。

21 世纪初我国公路建设的重点为在 2020 年前后建成约 35 000km 的国道主干线,贯通首都、直辖市、各省省会、自治区首府以及主要口岸,连接所有目前人口在 100 万以上的特大城市和绝大部分 50 万以上人口的城市。

在桥梁建设方面,跨越杭州湾的大通道建设已正式上马,通道全长 40.01km,其中主桥为六车道高速公路特大桥,全长 27.78km,引线长 12.23km,估计投资约 64 亿人民币,计划在 2006 年底建成,将成为亚洲最长、最宏伟的跨海大通道,从而形成沪、杭、甬之间"金三角"交通网。东海之滨的舟山群岛将以三座跨海大桥互相联系并与大陆相连。

我国香港特区已宣布将兴建两座跨海桥——昂船洲大桥和青龙大桥,它们将同已建成的青马大桥和汀九桥构成一个桥梁网,并成为香港未来的标志。昂船洲大桥主跨 1km,建成后将成为世界上最大的斜拉桥;青龙大桥主跨 1.148km,建成后将成为世界上第三大跨度悬索桥,两大桥将于 2002 年动工,于 2007 年竣工。

实施西部大开发是一项战略决策和宏大的系统工程,国家将用 5 至 10 年的时间使西部地区基础设施建设和生态环境保护建设有突破性的进展,资源优势加快向经济优势转化。将重点加快水利、交通、能源、通信以及城市基础设施建设;加快建设"五纵七横"公路,并建成贯通"三纵两横"国道主干线,规划建设 8 条西部公路通道。新建铁路东西通道干线,规划建设进藏铁路,并进行国际铁路建设的前期工作。至 2010 年,西部铁路将达到 15 000km。用于西部公路与交通设施的投资将达到 7 000 亿～8 000 亿人民币。

在新世纪之初要推测今后 100 年的发展,正象在 20 世纪初要推测今天的状况一样,几乎是不可能的。上面所引用的一些资料也仅是冰山之一角,但我们已经可以从中得到很大的鼓舞,放在我们岩土工程工作者面前的任务是艰巨而又极富有挑战性。从本书所回顾的岩土工程发展的 50 年历程中可以看到,老一辈岩土工程师在极其艰难困苦的条件下,作出了非凡的贡献。今后,在他们开辟的道路上,年轻的一代一定可以,而且也应当可以作出更加辉煌的成绩。

参考文献

[1] 卢肇钧,周镜等. 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会主要活动追记. 地基处理,2000(3).

[2] 周思孟主编. 复杂岩体若干岩石力学问题. 北京:中国水利水电出版社,1998. 12.

[3] 中国岩石力学与工程学会. 岩石力学与工程动态,1999～2000.

[4] Proceedings Shanghai Symposium on Marine Geotechnology and Nearshore/ Offshore Structures. Tongji University Press and Envo Publishing Co,1983.

[5] Chaney/ Fang. Marine Geotechnology and Nearshore/ Offshore Structures STP923, ASTM. Ann Arbor Ml,1986.

[6] 中国土木工程学会,中国建筑业协会深基础工程分会,台湾地工技术研究发展基金会. 海峡两岸土力学及基础工程/ 地工技术学术研讨会论文集,1994.

[7]史佩栋,陈环,侯学渊主编.石灰加固软弱地基学术讨论会论文集,上海:1989.

[8]中国建筑学会工程勘察学术委员会等.全国岩土工程实录交流会岩土工程实录集.(第一、二、三、四、五届). 北京:兵器工业出版社,1988、1990、1993、1997、2000.

[9] 史佩栋,高大钊,钱力航主编. 21 世纪高层建筑基础工程. 北京:中国建筑工业出版

社,2000.
[10]沈珠江. 脚踏实地勇挑重担——祝第三届全国青年岩土力学与工程会议召开. 岩土工程学报,1998(2):1.
[11]岩土工程学报第八届编委会全体会议纪要.岩土工程学报,1999(6).
[12]建设部标准定额司编. 中华人民共和国工程建设标准规范目录(1993 年版). 北京:中国建筑工业出版社,1994.
[13]工程建设标准化, 1994～2000.
[14]建设部网站.工程建设标准信息检索系统.
[15]中国土木工程学会土力学与基础工程学会. 土力学与基础工程名词(汉英及英汉对照). 北京:中国建筑工业出版社,1983.
[16]中国土木工程学会土力学与基础工程学会. 土力学与基础工程名词(汉英及英汉对照)(第二版). 北京:中国建筑工业出版社,1991.
[17]中华人民共和国行业标准. 建筑岩土工程勘察基本术语标准. 北京:中国建筑工业出版社,1993.
[18]中华人民共和国国家标准. 岩土工程基本术语标准. 北京:中国计划出版社,1999.
[19]我国将在 2000 年前推行注册岩土工程师制度. 岩土工程学报,1999(2):254.
[20]水工建设中的结构力学与岩土力学问题—黄文熙论文选集.北京:水利电力出版社,1984.
[21]高大钊主编. 软土地基理论与实践—祝贺俞调梅教授 80 寿辰. 北京:中国建筑工业出版社,1992.
[22]汪闻韶院士土工问题论文选集. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
[23]陈善　选编. 卢肇钧院士科技论文选集. 北京:中国建筑工业出版社,1997.
[24]龚晓南. 曾国熙教授科技论文选集. 中国建筑工业出版社,1997.
[25]黄文熙主编. 土的工程性质. 北京:水利电力出版社,1983.
[26]孙钧著. 岩土材料流变及其工程应用.北京:中国建筑工业出版社,1999.
[27]沈珠江著. 理论土力学. 北京:中国水利电力出版社,2000.
[28]俞调梅. 上海地区的基础工程—马彦士奖章(1985 年)论文. 上海:同济大学出版社,1991.
[29]郑大同. 地基极限承载力的计算. 北京:中国建筑工业出版社,1979.
[30]蒋彭年. 土的本构关系. 北京:科学出版社,1982.
[31]魏汝龙. 软粘土的强度和变形. 北京:人民交通出版社,1987.
[32]刘金　.桩基础设计与计算.北京:中国建筑工业出版社,1991.
[33]朱维申,何满潮. 复杂条件下围岩稳定性和岩体动态施工力学. 北京:科学出版社,1995.
[34]Zhao Xihong. Theory of Design Piled Raft & Piled Box Foundations for Tall Buildings in Shanghai. Shanghai: Tongji University Press, 1998.
[35]陈梁生,陈仲颐. 土力学与地基基础. 北京:水利出版社,1957.
[36]俞调梅. 土质学与土力学. 北京:中国工业出版社,1961.
[37]天津大学等. 地基与基础. 北京:中国建筑工业出版社,1978.
[38]华南工学院等. 地基及基础. 北京:中国建筑工业出版社,1981.

[39] 钱家欢主编．土工原理与计算．北京:水利电力出版社,1980．
[40] 朱百里、沈珠江编著．计算土力学．上海:上海科学技术出版社,1990．
[41] 屈智炯．土的塑性力学．成都:成都科技大学出版社,1987．
[42] 龚晓南．土塑性力学．杭州:浙江大学出版社,1990．
[43] 胡中雄．土力学与环境土工学．上海:同济大学出版社,1997．
[44] 孙更生,郑大同．软土地基与地下工程．北京:中国建筑工业出版社,1984．
[45] 徐攸在,刘兴满．桩的动测新技术．北京:中国建筑工业出版社,1989．
[46] 陈仲颐,叶书麟．基础工程学．北京:中国建筑工业出版社,1990．
[47] 宰金珉,宰金璋．高层建筑基础分析与设计．北京:中国建筑工业出版社,1993．
[48] 钱鸿缙,叶书麟等译校．基础工程手册．北京:中国建筑工业出版社,1983．
[49] 俞调梅,叶书麟、曹名葆译校．岩土工程．北京: 中国建筑工业出版社,1986．
[50] 叶书麟,宰金璋等译校．软粘土工程学．北京:中国铁道出版社,1991．
[51] 陈仲颐,张在明等合译．非饱和土土力学．北京:中国建筑工业出版社,1997．
[52] 俞调梅,朱百里编译．废弃物填埋场设计．上海:同济大学出版社,1999．
[53] 中央人民政府水利部南京水利实验处编.土工试验手册.上海:商务印书馆,1953．
[54] 史佩栋,高大钊,桂玉琨主编.高层建筑基础工程手册.北京:中国建筑工业出版社,2000．
[55] 傅冰骏, 知难而进,解决三峡工程建设中的岩石力学前沿课题．岩石力学与工程动态,1999.3.
[56] 方明山,20 世纪桥梁工程发展历程回顾及展望．桥梁建设,1999(1):58～60.
[57] 李华晔,国内外地下洞室建设与地质灾害综述．见:面向国民经济可持续发展战略的岩石力学与岩石工程．北京:中国科学技术出版社,1998

附录　岩土工程专业博士生论文目录
(1984～1997)(检索自北京国家图书馆)

学位论文题目	毕业年份	培 养 单 位	博士生	导　　师
油罐软粘土地基性状	1984	浙江大学	龚晓南	曾国熙
土的三维本构关系的探讨与模型验证	1985	清华大学	李广信	黄文熙
多组节理岩体洞室的蠕变特性和粘弹塑性效应	1985	天津大学	李永盛	孙 钧
水力劈裂机理研究	1985	清华大学	孙亚平	黄文熙
饱和土中弹性波的传播速度及其应用	1987	浙江大学	陈龙珠	曾国熙
砂井地基固结理论、数值分析与优化设计	1987	浙江大学	谢康和	曾国熙
无粘性土中振动孔压发展的能量分析方法及其应用	1987	大连工学院	曹亚林	林皋 何广讷 王中正
软粘土各向异性变形特性	1987	浙江大学	施祖元	曾国熙
广义 Voigt 模型模拟的饱和土体固结理论及其应用	1987	河海大学	赵维炳	钱家欢
土石坝在地震作用下的三维两相有效应力动力分析研究	1988	浙江大学	周　健	曾国熙
饱和砂土两相动力有效应力分析方法研究	1988	水利水电科学研究院	吴仲谋	汪闻韶
岩石应力应变关系的试验及内时本构方程的研究	1988	水利水电科学研究所	莫海鸿	陶振宇
软粘土的次固结变形特性研究	1988	浙江大学	刘世明	曾国熙
动力群桩效应理论分析与现场试验研究	1988	同济大学	查金星	侯学渊　陈竹昌
土工织物加筋土坡的设计与模型试验	1988	武汉水利水电大学	王　钊	刘祖德 陆士强
颗粒材料组构与本构关系的研究	1988	武汉水利水电大学	吴为义	刘祖德 陆士强
超固结粘土的内时本构模型	1989	同济大学	谢蝉娟	侯学渊　魏道垛
成层地基中的瑞利波及其谱分析测试技术	1989	浙江大学	陈云敏	曾国熙 吴世明
声发射技术在土工中的应用	1989	河海大学	徐炳锋	钱家欢
土工建筑物动态模型试验及地震反应分析	1989	河海大学	韩建强	钱家欢
连续墙式箱基下地基土的受力及变形特性研究	1989	同济大学	陈永福	侯学渊 曹名葆

续上表

学位论文题目	毕业年份	培 养 单 位	博士生	导 师
上部结构与桩筏基础共同作用的理论与试验研究	1989	同济大学	杨 敏	侯学渊 赵锡宏
横轴向荷载下桩基的离心模型试验研究及三维数值模拟	1989	成都科技大学	张利民	胡 定
岩石流变特性与工程应用	1990	武汉岩土力学研究所	李 松	朱敬民 朱维申
岩土工程中散体元的基本原理数值方法及实验研究	1990	清华大学	魏 群	张光斗
双剪应力理论应用于若干土工问题	1990	浙江大学	李跃明	曾国熙 俞茂宏
承重地下连续墙与高层建筑桩箱基础及地基共同作用的理论和实测研究	1990	同济大学	王卫东	侯学渊 李桂花
周期荷载作用下软土本构关系及变形预测的研究	1990	武汉水利水电大学	杨起敬	刘祖德
三维成层地基和随机场的边界元方法及其应用	1990	武汉水利水电大学	潘固宁	刘祖德 蒋桐
与地震有关的若干岩石力学问题的研究	1990	武汉水利水电大学	张黎明	陶振宇
岩石的弹塑性损伤本构理论及其应用	1990	重庆建筑工程学院	肖勤学	朱敬民 朱可善
竖向承载桩的可靠性研究	1990	同济大学	李镜培	侯学渊 高大钊
筏基 - 桩群 - 土体共同作用的数值分析	1990	同济大学	倪新华	侯学渊 朱百里
用有效应力原理分析桩基承载力的变化全过程	1990	同济大学	唐世栋	侯学渊 朱小林
超径颗粒对土石坝坝壳料强度和变形性能的影响	1990	武汉水利水电大学	汪小刚	刘祖德 陆士强
柔性桩的沉降(位移)特性及荷载传递规律	1991	浙江大学	王启铜	曾国熙
土的剪切带及其数值模拟	1991	武汉水利水电大学	邱金营	刘祖德 陆士强
岩石强度理论与采场底板变形硬坏规律研究	1991	武汉水利水电大学	高延法	陶振宇
岩石断裂统计分析与节理网络模拟	1991	武汉水利水电大学	王 宏	陶振宇
薄壁构件非线性屈曲问题的大绕度弹性样条有限条分析	1991	武汉水利水电大学	陈士林	刘祖德 方山峰
软土流变试验及隧道有限元分析	1991	河海大学	詹美礼	钱家欢 陈绪禄
非均质非线性各向异性岩体极限平衡理论与应用	1991	河海大学	阮怀宁	徐志英

续上表

学位论文题目	毕业年份	培养单位	博士生	导师
非饱和土固结的混合物理论:数学模型·试验研究·边值问题	1991	陕西机械学院	陈正汉	谢定义 刘祖典
饱和砂土瞬态动力学理论及其实用研究	1991	陕西机械学院	张建民	谢定义
应力空间应变空间的本构理论及本构模型研究	1991	武汉水利水电大学	孙 勇	刘祖德
软土隧道与深开挖引起孔隙水压力与地层移动分析	1991	同济大学	徐方京	侯学渊
深基坑分步开挖的信息反馈理论与应用	1991	同济大学	张鸿儒	侯学渊
岩土工程中的系统辨识理论及其工程应用:逆问题的建模方法和本构模型识别研究	1991	同济大学	袁 勇	孙 钧
地基中表面波特性及其应用	1992	浙江大学	夏唐代	吴世明
水泥土的应力应变关系及搅拌桩破坏特性研究	1992	浙江大学	张土乔	曾国熙 龚晓南
岩石摩擦与耦合理论及其应用的研究	1992	武汉水利水电大学	陈铁民	陶振宇
岩石细观损伤力学模型的研究	1992	武汉水利水电大学	李广平	陶振宇
边坡稳定可靠性分析	1992	河海大学	王保田	钱家欢 吴世伟
黄土高路堤高心模型试验及三维数值模拟	1992	成都科技大学	黄阳才	胡 定
软土地区地下连续墙深基坑开挖的三维分析及实验研究	1992	同济大学	李佳川	侯学渊
饱和砂土的动应力应变特性及其弹塑性模拟研究	1992	陕西机械学院	徐干成	谢定义 郑颖人
自适应多重网格有限元及其应用	1992	同济大学	王建华	侯学渊 陈竹昌
土工可靠性分析的若干计算问题和钻孔灌注桩可靠度研究	1993	西南交通大学	冷伍明	高渠清
岩土工程弹脆塑性数值研究及材料参数识别的反演方法	1993	清华大学	沈新普	徐秉业 岑章志
柔性桩复合地基的数值分析	1993	浙江大学	段继伟	曾国熙 龚晓南
膨胀土边坡稳定性试验研究与数值分析	1993	武汉水利水电大学	孔官瑞	刘祖德
岩石弹塑性—损伤模型及其有限元分析方法	1993	武汉水利水电大学	廖建三	陶振宇
重庆砂岩动力特性研究	1993	重庆建筑工程学院	叶晓明	朱可善

续上表

学位论文题目	毕业年份	培养单位	博士生	导师
断续节理岩体压断裂及其强度特性研究	1993	重庆建筑工程学院	刘东燕	朱可善
瀑布沟土石坝地基防渗墙同坝体防渗体连接结构离心试验研究及数值模拟	1993	成都科技大学	张 俊	胡 定
饱和软黄土地基上加筋路堤的离心模型试验与数值模拟	1993	成都科技大学	肖晓军	胡 定
桩基础分层位移迭代法计算理论及其应用	1993	同济大学	潘时声	侯学渊 宰金璋
斜拉土层锚杆的群锚效应	1993	同济大学	戴运祥	侯学渊
软土卸荷变形特性的试验研究	1993	同济大学	刘国彬	侯学渊
考虑含水层组三维抽水压密变形的粘弹性越流及地面沉降的研究	1993	同济大学	缪俊发	侯学渊 吴林高
浅埋隧道新奥法施工引起地面沉降的几何非线性研究	1993	同济大学	冯卫星	侯学渊
岩石节理的动力剪切特性研究	1994	重庆建筑大学	张 平	朱可善
长江三峡链子崖危岩体稳定性研究	1994	重庆建筑大学	张永兴	朱可善
软土地基沉降数值分析	1994	浙江大学	徐日庆	曾国熙 龚晓南
桩的振动特性及其检测方法的研究	1994	浙江大学	梁国钱	吴世明
软土预压流变特性研究	1994	浙江大学	朱向荣	曾国熙 潘秋元
油罐下软粘土地基处理智能辅助决策	1994	浙江大学	张 航	曾国熙 龚晓南
土体地震永久变形分析	1994	河海大学	刘汉龙	钱家欢 陆兆溱
抽、灌作用下土体变形机理的研究及其在基坑工程中的应用	1994	同济大学	卢梅艳	赵锡宏
岩石高边坡稳定性研究	1994	铁道科学研究院	王仲锦	周 镜
复杂应力路径下无粘性土的弹塑性数值模拟	1994	南京水利科学研究院	陈生水	沈珠江 郦能惠
面板堆石坝新结构形式及其设计计算方法研究	1994	南京水利科学研究院	李国英	沈珠江
天然岩体地应力分布特征及工程岩体初始应力场数值模拟	1994	武汉水利电力大学	朱焕春	陶振宇
岩石爆破中应力波的传播及其效应研究	1994	武汉水利电力大学	卢文波	陶振宇

续上表

学位论文题目	毕业年份	培 养 单 位	博士生	导 师
混凝土坝内埋管结构研究	1994	武汉水利电力大学	伍鹤皋	陶振宇 马善定
深基坑开挖的大变形理论分析	1994	同济大学	王广国	侯学渊
带撑支挡结构计算与监测	1995	浙江大学	余绍锋	曾国熙 龚晓南
深圳地区淤泥类软土预压排水法中的理论与实践	1995	中国地质大学	冯晓腊	晏同珍
软土基坑支撑开挖的可靠性研究及概率预测	1995	同济大学	沈建明	侯学渊
软土的三维各向异性弹塑性/ 粘弹塑性本构关系理论及其应用研究	1995	同济大学	姜洪伟	赵锡宏
岩土数据本构研究及其应用	1995	武汉水利电力大学	王 园	刘祖德
土体破损机制及其加固方法研究	1995	武汉水利电力大学	王士恩	刘祖德
深基坑开挖边坡支护设计计算方法研究	1995	武汉水利电力大学	金亚兵	刘祖德
高层建筑深基坑排桩支护体系的力学模型与设计理论	1995	武汉水利电力大学	曾庆义	陶振宇
脆性岩石破坏机理试验研究及拉西瓦水电站地下洞室岩爆分析	1995	武汉水利电力大学	刘小明	刘祖德 侯发亮
节理岩体的等效模型及其混合法研究	1995	武汉水利电力大学	保长汉	陶振宇
地震行波作用下高土石坝三维动力分析及软件开发	1995	四川联合大学	杨 荣	刘浩吾
三维离散单元法及其在边坡工程中的应用	1995	东北大学	刘连峰	王永嘉
裂隙岩体渗流及其与应力的全耦合分析	1995	河海大学	王 媛	徐志英 速宝玉
三峡大坝和基岩施工期变形分析及其反分析模型	1995	河海大学	沈振中	徐志英
土石坝地震永久变形分析及坝顶震陷控制标准研究	1995	河海大学	陆绍俊	钱家欢 卢盛松
膨胀土变形理论、试验研究及数值模拟	1995	河海大学	孙长龙	殷宗泽 刘汉忠
龙滩进水口边坡倾倒稳定分析	1995	清华大学	张建红	濮家骝
K0 固结粘土特性研究及其边值问题的有效应力分析	1995	清华大学	吴佳晔	濮家骝
岩土主动加固技术与理论的研究	1995	武汉水利电力大学	丘建金	陶振宇
软土地基与桩筏基础共同作用研究	1995	同济大学	刘前曦	侯学渊 章旭昌

续上表

学位论文题目	毕业年份	培 养 单 位	博士生	导　　师
复合支护计算理论与方法的研究	1995	同济大学	张新江	侯学渊
城市地下空间的发展规律及其规划理论研究	1995	同济大学	王 漩	侯学渊 束 昱
岩土工程检测问题中的正演和反演方法研究	1996	南京航空航天大学	袁 健	朱德懋
承重地下连续墙与高层建筑桩箱基础及地基共同作用的理论和实测研究	1996	同济大学	王卫东	侯学渊 李桂花
三峡工程永久船闸高边坡岩体宏观力学参数研究	1996	重庆建筑大学	李建林	朱可善 哈秋聆
裂隙岩体水力特性的研究	1996	武汉水利电力大学	窦铁生	陶振宇
地震波走时CT及在岩体工程中的应用	1996	四川联合大学	宋霖平	刘浩吾
双面加筋土高档墙的离心模型试验及数值分析研究	1996	四川联合大学	雷胜友	胡 定
工程结构安全监测的光纤传感技术及神经网络方法研究	1996	四川联合大学	杨朝晖	刘浩吾
高层建筑一基础一地基三维动力相互作用分析	1996	浙江大学	干 钢	吴世明
一维大变形固结理论的研究	1996	浙江大学	谢新宇	曾国熙 潘秋元
高层建筑逆作法的理论与实践	1996	同济大学	汤永净	侯学渊 章旭昌
高层建筑与地基基础非线性共同作用研究	1996	同济大学	邓文龙	赵锡宏
超长桩荷载传递机理与桩箱(筏)基础优化设计研究	1996	同济大学	阳吉宝	赵锡宏
高层建筑与承重地下连续墙及桩箱(筏)基础共同作用研究	1996	同济大学	唐孟雄	赵锡宏
层状饱和土中波的传播	1996	浙江大学	杨 峻	吴世明
有限里兹单元法及其在桩基和复合地基中的应用	1996	浙江大学	蒋镇华	曾国熙 龚晓南
深基坑围护结构内力、变形分析	1996	浙江大学	潘 泓	吴世明
结构性粘土的本构模型和土体逐渐破损分析	1996	南京水利科学研究院	蒋明镜	沈珠江

续上表

学位论文题目	毕业年份	培养单位	博士生	导　师
饱和各向异性土体固结理论的研究	1996	浙江大学	夏建中	曾国熙 潘秋元
软土地基弹塑性地震响应分析	1996	浙江大学	罗 晓	吴世明
饱和软粘土在单向循环荷载作用下变形特性的研究	1996	铁道部科学研究院	叶阳升	杨灿文
高层建筑局部竖向荷载作用下大底盘框架厚筏变形特征及基底反力研究	1996	中国建筑科学研究院	袁 勋	黄熙龄
高土石坝离心模拟实验技术及位移反分析研究	1996	北京水利科学研究院	侯瑜京	汪闻韶 杜延龄
福州长乐机场场道地基性状系统岩土工程研究	1996	成都理工学院	陈上明	张倬元
岩土工程可靠度理论及其在基坑工程中的应用	1997	同济大学	徐 超	杨林德
基坑拱形围护结构的空间非线性共同作用理论与计算	1997	同济大学	陆瑞明	赵锡宏
关于动态测桩的若干问题	1997	浙江大学	徐丁良	吴世明
基桩纵向振动理论与外插并口式检测系统(EPPDS)	1997	浙江大学	王奎华	曾国熙 谢康和
混凝土弹性波测试技术的基础性研究	1997	浙江大学	朱金颖	吴世明 陈龙珠
多高层建筑基础工程的极限分析	1997	浙江大学	严 平	曾国熙 龚晓南
软土地基深基坑工程数值分析研究	1997	浙江大学	俞建灵	龚晓南
软土中深基坑支护性状的数值模拟分析	1997	同济大学	徐 奕	高大钊
砂土—碎石复合地基的液化检验理论和数值方法的研究	1997	西安理工大学	林本海	谢定义
混凝土损伤特性的研究	1997	武汉水利电力大学	陈升平	刘祖德 余天庆
岩石细观损伤理论及其力学过程模型的研究	1997	武汉水利电力大学	李 皓	陶振宇
桩基础内力分析方法的研究	1997	同济大学	刘利民	陈竹昌
桩竖向抗震承载力研究	1997	同济大学	吴明战	陈竹昌 周 健
工程岩体物理场与岩体设计计算参数确定方法的研究	1997	中国地质大学	于震平	沈照理 李铁汉
锚拉支架支护机理及应用研究	1997	中国矿业大学	侯公羽	李先伟

续上表

学位论文题目	毕业年份	培养单位	博士生	导师
黄土公路地基湿化特性的离心模型试验及有限元分析	1997	四川联合大学	熊冰	胡定
非饱和上及准饱和土中波的传播	1997	浙江大学	徐长节	吴世明 陈之敏
深基坑开挖变形预测及信息施工	1997	浙江大学	李庆来	曾国熙 谢康和

以下为从同济大学收集的资料,包括1998、1999和2000年岩土工程专业博士学位论文,此资料未列入书中的统计。

学位论文题目	毕业年份	培养单位	博士生	导师
上海地区桩基可靠性研究	1998	同济大学	赵春风	高大钊
软土基坑的可靠性研究	1998	同济大学	况龙川	高大钊
共同管道设计理论及应用研究	1998	同济大学	吕昆泉	侯学渊
边界面模型研究及其在基坑围护体系中的应用	1998	同济大学	杨春林	陈竹昌
软土中地铁隧道与邻近建筑相互影响的数值方法研究与应用	1998	同济大学	徐斌	高大钊
上海地区地基承载力的可靠度分析及分项系数研究	1998	同济大学	熊启东	高大钊
H型钢—水泥土组合结构试验研究及SMW工法的设计理论与计算方法	1998	同济大学	王健	夏明耀
成层横观各向同性地基的解析法分析	1998	同济大学	陈光敬	赵锡宏
软土地基上动力固结法的理论研究	1998	同济大学	王大通	高大钊
软土地基深基础施工结构设计方法的研究与应用	1999	同济大学	徐伟	侯学渊
桩的遮拦作用及其在邻近隧道保护中的作用	1999	同济大学	周正茂	侯学渊
软土的边界面广义塑性理论工程应用的研究	1999	同济大学	孙吉主	周健

续上表

学位论文题目	毕业年份	培养单位	博士生	导师
硬土层、软质岩石灌注桩改进承载性状的试验研究	1999	同济大学	洪南福	陈竹昌
桥梁嵌岩桩基础内力分析与研究	1999	同济大学	舒　翔	陈竹昌
砂土中静压单桩的模型试验与分析	1999	同济大学	刘云云	陈竹昌
软土的各向异性损伤模型及其在土力学中的应用	1999	同济大学	孙　红	赵锡宏
软土基坑的离心模型试验研究	1999	同济大学	刘金元	侯学渊
桩基沉降的实践及负摩阻力的理论分析	1999	同济大学	姚笑青	陈竹昌
弹性层状理论及其在桩筏基础中的应用研究	1999	同济大学	艾智勇	杨　敏
软土地区围护结构变控制设计理论与方法研究	1999	同济大学	熊巨华	杨　敏
建筑桩基的抗震性状研究	1999	同济大学	黄　雨	陈竹昌
横观各向同性层状场地的动力分析及应用	1999	同济大学	陈　熔	陈竹昌
单桩的非线性性态研究及其在群桩共同作用中的应用	2000	同济大学	张亦谋	杨　敏
盾构近距离穿越地下构筑物研究	2000	同济大学	白廷辉	刘建航
盾构推进过程中姿态的模糊自动控制系统研究	2000	同济大学	李惠平	夏明耀
高层建筑与群桩基础非线性共同作用—复合桩基理论	2000	同济大学	宰金珉	赵锡宏
群桩体系可靠性分析	2000	同济大学	王新波	高大钊
地基基础共同作用统一计算分析新方法的研究	2000	同济大学	马忠政	侯学渊
地铁车站深基坑位移全过程控制与基坑邻近隧道的保护	2000	同济大学	刘纯洁	侯学渊
软土地区高速公路砂井地基固结沉降特性分析研究	2000	同济大学	任红林	杨　敏
深基坑及其邻近建筑物保护研究	2000	同济大学	杨国伟	刘建航
上海地铁车站施工中的环境保护技术	2000	同济大学	黄海滨	刘建航
高层及多层建筑桩基沉降计算研究和应用	2000	同济大学	伏建林	赵锡宏

续上表

学位论文题目	毕业年份	培 养 单 位	博士生	导　　师
桩基础对邻近隧道变形长期影响的研究	2000	同济大学	安关峰	高大钊
装配整体式双层衬砌接头荷载试验与结构计算理论	2000	同济大学	张厚美	夏明耀
城市绿地与地下空间复合开发研究	2000	同济大学	祁红卫	侯学渊
软土基坑工程的土压力与回弹研究	2000	同济大学	黄院雄	侯学渊
深基坑工程开挖土体移动的准解析解研究	2000	同济大学	胡蒙达	夏明耀
城市地下空间环境对人体心理影响的因素分析及方向诱导设计研究	2000	同济大学	王保勇	侯学渊

以下为同济大学结构工程专业中有关岩土工程和地下工程研究方向的博士学位论文,此资料未列入书中的统计。

学位论文题目	毕业年份	培 养 单 位	博士生	导　　师
基坑系统动态模式的非线性反演及稳定性分析	1998	同济大学	熊祚森	杨林德
基于半解析元法研究顶管施工引起的地层运动	1998	同济大学	方从启	孙　钧
深基坑支护墙体受力变形分析的粘弹性地基厚板理论	1999	同济大学	高文华	杨林德
动荷载作用下裂纹岩体的三维分析研究	1999	同济大学	赵晓华	孙　钧
地下工程若干计算技术研究及其工程应用	1999	同济大学	朱志伟	冯紫良
盾构施工时土体扰动和地层移动影响的研究	1999	同济大学	易宏伟	孙　钧
受基坑工程施工扰动影响的土体环境控制的智能方法研究	1999	同济大学	王晓鸿	孙　钧
受施工扰动土体的工程性质研究	1990	同济大学	张孟喜	孙　钧
地铁隧道抗震设计和人工神经网络	1999	同济大学	孙海涛	孙　钧
地铁隧道轴线贯通测量偏差控制、动态变形分析及预报方法研究	2000	同济大学	潘国荣	冯紫良
可靠性理论及其地下工程应用研究	2000	同济大学	闫强刚	冯紫良
地下结构的震害研究	2000	同济大学	马险峰	杨林德
平行管道顶进施工的相互影响与设计方法及施工工艺的优化研究	2000	同济大学	徐迎伍	杨林德

续上表

学位论文题目	毕业年份	培 养 单 位	博士生	导　　师
考虑接触问题的粘弹性介质中盾构隧道的抗震分析	2000	同济大学	刘学山	冯紫良
深埋岩石洞室在爆炸应力波荷载作用下的破坏效应	2000	同济大学	陈剑杰	孙　钧
基桩高应变动测 LZXWAP/C 法及其应用研究	2000	同济大学	李增选	李永盛
地铁区间隧道及接头结构抗震动力分析	2000	同济大学	童　峰	杨林德
弹塑性位移反分析的智能化方法及其在地下工程中的应用	2000	同济大学	丁德馨	孙　钧
岩石流变模型的识别	2000	同济大学	左红伟	冯紫良
软土铁道车站结构纵向变形预测与治理研究	2000	同济大学	葛世平	杨林德
复合型土钉墙的受力变形与承载机理的研究	2000	同济大学	钟正雄	杨林德

第三章　岩土工程勘察技术

第一节　岩土工程勘察技术的发展

岩土工程勘察技术是一门建立在地质学、岩土力学、测试技术和现代信息技术等学科基础上的综合性的科学技术，其内容包括野外地质测绘技术、现场勘探取土与原位测试技术、室内试验技术、资料分析评价技术等几个方面。

20 世纪的前 50 年，我国尚未形成完整的工程勘察部门，只在一些大学里有供教学用的土工试验室和研究机构中的土工试验部门，如南京水利实验处已有一支从事土工试验研究的力量，成为我国最早的土工试验基地。

20 世纪 50 年代初，我国东北人民政府工业部设计局在沈阳开办了设计干校，为各行业培训勘察人员，并最早在东北工业系统开始建立工程地质勘察专门队伍，为后来的中央各工业部委相继建立工程地质勘察单位准备了条件。在经济恢复时期和以后的几个五年计划建设期间，工程地质勘察工作发挥了重要的作用。在这一时期，一些工业部门的主要勘察单位都有前苏联专家帮助和指导工作，在一些院校也有前苏联专家讲课和培养技术人员，因此当时主要是按照前苏联的工程地质勘察建制的模式建立和发展我国的工程地质勘察体制，成立各行业系统的工程地质勘察单位。

60 年代至 70 年代，在总结工程实践经验和开展科学研究的基础上，我国的工程勘察技术逐步走向成熟，特别在区域性土、地震地质、测试技术等方面都取得了丰硕的成果，在当时编制的一批技术标准中将这些成果推广应用于工程建设，标志我国的工程勘察技术已经达到了很高的水平。但工程勘察的基本内容、主要方法和管理体制仍保持着从 50 年代已经形成的特点。

1979 年底，当时的建工总局组织了一个代表团去加拿大考察，了解到工业发达国家的岩土工程技术体制与我国从前苏联沿袭过来的工程地质勘察体制相比，有明显的优势，遂于 1980 年初举办了一个历时 3 个月的研究班，收集和阅读了美国和加拿大等国的许多岩土工程报告、规范和各种技术资料，并与我国勘察单位的情况进行分析对比，研究了在我国实行岩土工程体制的必要性、可行性和工作步骤，提出了报告，得到了领导部门的支持，在全国勘察行业中得到广泛的响应，许多单位进行了积极的试点，推动了我国勘察行业的改造，扩展了技术领域，为我国岩土工程技术体制的形成起了非常重要的作用。由于受到我国整个工程建设管理体制的制约，因此这项改革所收到的成效与原来的预期目标相比存在着比较大的差距。但总的来说，从 80 年代初至 20 世纪末，与改革、开放的要求相适应，我国工程勘察技术的发展进入一个新的阶段。在技术上与国际逐步接轨，在体制上与市场机制相适应是这一阶段发展的主要特点。

通过 20 世纪后 50 年的工程勘察实践，特别是最近 20 年改革开放以来的技术进步，我国岩土工程勘察技术已经有了显著的提高，已经完全有能力承担各类大型复杂工程的岩土工程

勘察,包括高层和超高层建筑、大型地下工程、海上平台、核电站等,但与工业发达国家相比,我国的岩土工程勘察技术还有比较大的差距。

顾宝和在"岩土工程勘察技术现状及发展问题评述"一文中回顾几十年来的技术进步的同时,指出了我国岩土工程勘察技术方面存在的差距和突出问题主要是技术水平参差不齐,总体上明显落后于发达国家;成果质量堪忧,如取样质量普遍低劣,国产仪器的功能、精度、耐用性与发达国家之间的差距相当大;目前勘察业务仍局限于国内市场,技术标准、技术方法和技术成果均尚未与国际接轨,建议国家在制定技术政策时,要鼓励尽快向国际惯例靠拢,避免自成体系。最后提出了 8 点有关政策导向的建议[1]:

1. 规范勘察市场,在公平、有序、健康的市场条件下,通过质量竞争、技术竞争,促进技术投入和技术进步;

2. 勘察队伍应减少数量,提高质量,与以施工为主的单位分流,逐步改造成知识密集型产业、信息型产业;

3. 完善岩土工程专业体制,勘察与设计要密切结合,应服务于工程建设的全过程;

4. 加速与国际接轨,包括专业体制、技术法规、技术标准、技术方法、技术成果、软件市场规则等,在基本框架一致的前提下创造自己的特色和优势;

5. 狠抓成果质量,建立有效的质量监督制度,培育重视质量的企业的内在机制,使质量真正成为企业的生命;

6. 将提高测试和物探技术水平放在重要地位,根据工程需要,开发功能强,性能好,智能型,质量可靠的测试和物探仪器;

7. 十分重视电子计算机的应用,根据岩土工程的特点,大力开发 CAD 技术;

8. 提高各类工程和各种复杂地质条件下的岩土工程分析水平和处理实际问题的能力,提倡理论与实际结合,加强与开挖、环境和地下水有关的岩土工程问题的研究,拓宽岩土工程的服务领域。

第二节　原位测试技术

原位测试技术是岩土工程勘察的一个重要组成部分,每一种原位测试技术的问世与推广,都使岩土工程勘察技术前进了一大步,同时推动了岩土工程设计与施工技术的进步。虽然我国原位测试技术大多从国外引进,但也取得了很大的发展,包括设备的研制、试验技术的改进与推广、试验结果的工程应用以及标准化等工作。

一、静力触探试验

触探(Sounding)一词最早出现在 20 世纪 20 年代,是当时瑞典国家铁路局规定的一种螺旋钻,在其上施加固定的静荷载,将其旋入土中,记录每旋转 25 圈的贯入进尺数,作为衡量土质好坏的相对尺度。

1945 年,荷兰在第二届国际土力学会议上发表关于深层静力触探的文章,介绍了双层管圆锥形探头的静力触探设备。50 年代,瑞典、比利时等国还研制过翼式剪力仪和螺旋式静力触探设备。上述设备都因为其自身的缺陷而未能在国际上广泛推广应用[2]。

在 50 年代,陈宗基教授等研制了静力触探车,林崇义曾用以研究兰州黄土的性质[3]。这可能是我国最早使用静力触探研究土的工程性质的报道,文中给出了带有探管的探头结构示

意图,但没有说明采用何种方法量测锥尖阻力及探管的摩阻力。从文中示意图上可以看出,探头用探杆往下压,而探管可以单独下压,可见测压装置安置在地面以上,很可能是采用机械式的测压装置。探管的摩阻力按整个深度上的平均值计算,这当然是比较粗糙的。

1962年,我国建设部综合勘察院王钟琦等开始探索新的途径,从地下直接量测探头的贯入参数,并于1964年在国际上首创了电测静力触探设备。静力触探采用电阻应变测试技术,直接从圆锥探头中测量其贯入阻力,并将圆锥的水平投影面积的平均阻力定义为比贯入阻力 p_s(kPa),这种探头称为单桥探头。电测探头与机械式探头相比具有无可比拟的优越性,使测定的贯入参数具有明确的物理意义。王钟琦于1966年春在武汉召开的第二届全国土力学及基础工程学术会议上作了题为"电阻应变式静力触探及其初步应用"报告,但会议论文集因文革开始而未能编辑付印。在这以后他曾有英文本发表[4][5]。80年代科技情报部门检索,国际上最早的Fugro电测静力触探的报道见于1971年的《工程新闻记录》(Engineering News Record)杂志,比上述我国的报告迟5年。但又根据荷兰Delft土工研究所的报告,电测静力触探仪是1948年在荷兰首先研制的。这可能是不同地区的科技工作者在不同时期独立完成的研究成果,在科技史上也是常有的事[6]。

在20世纪60年代后期,荷兰开始发展了类似的电测静力触探,但其探头具有不同的结构形式,探头由摩擦套筒和圆锥头两部分组成,可分别测定锥尖阻力 q_c 和侧壁摩阻力 f_s,这种探头称为双桥探头。

双桥探头的电测静力触探在国际上得到广泛的应用,我国则存在单桥和双桥两种探头并存的局面。

静力触探在我国的工程勘察中得到了非常广泛的应用,对于提高勘察的质量和效益发挥了重要的作用,成为一种必备的勘探手段。

从20世纪70年代开始,用静力触探试验预估地基土的工程性质指标的研究取得了很大的进展。由湖北省综合勘察院、冶金部武汉勘察公司、湖北省水利电力勘测设计院、一机部勘测公司华中大队和武汉市规划设计院等单位组成武汉联合试验组于70年代提出了分别适用于淤泥质土、一般粘性土、老粘性土、中粗砂和粉细砂的经验公式,用单桥静力触探比贯入阻力预估地基土的承载力、变形模量、压缩模量和不排水强度等设计参数,有些成果列入了《工业与民用建筑工程地质勘察规范》(TJ 21—77)。铁道科学研究院用双桥静力触探试验结果预估设计参数的成果,则反映在铁道部的《静力触探技术规则》(1990)中。此外,全国各地都根据各自的地区特点,通过对比试验研究,统计得到适用于各地区、各种土类的大量经验公式[7]。人们在研究和应用静力触探试验结果的过程中逐渐得到了两点非常有意义的认识:其一是认识到这类经验公式的地区性非常强,不能将其他地区的经验公式不加验证地搬用,这可能是各地土的沉积条件与土的结构性的差异;其二是在粘性土中得到的经验公式不能套用到砂类土或粉土中,由于摩擦分量的作用使砂土或粉土中的贯入阻力非常大,但其承载能力并不相应地按比例增大。在这些理性思考的基础上,认为不宜在全国性的标准中列入这种经验公式或由经验公式得到的承载力表。与此同时,也得到了许多用以估算地基土的变形模量的经验公式,只是由于在沉降计算中很少使用变形模量,这类经验公式的影响不如地基承载力经验公式那么广泛和深刻。

静力触探试验用于估计单桩承载力的方法已经列入行业标准《建筑桩基技术规范》和上海市标准《地基基础设计规范》中,这是从70年代开始的研究工作所取得的成果在勘察设计中的推广应用,对于预估单桩承载力是很有实用意义的。以往预估单桩承载力的方法主要是根据

各层地基土土类和状态,从规范给出的参数表中查用桩侧摩阻力和桩端阻力,这是比较粗糙的方法,需要有很丰富的经验才能估计得比较符合实际情况。而采用静力触探的方法可以具体测定各土层的贯入阻力,反映了场地实际土层的工程性质,也反映了土层的组合状况,使预估的单桩承载力比较符合实际。上海地区和铁道部研究这种方法的开始时间都比较早。

20 世纪 70 年代初,同济大学、华东电力设计院、上海市政设计研究所和六机部九院勘察大队(即中国船舶工业总公司勘察研究院的前身)等单位进行了协作研究,用单桥探头的静力触探贯入阻力预估单桩承载力,并在 1977 年提出了研究报告,1978 年发表于《勘察技术资料》(建筑科学研究院建筑情报研究所内部资料)上,当时的基础资料是 39 根桩的载荷试验对比资料,后来这一成果公开发表于 1984 年的《同济大学学报》[8]。其实际应用反映在编制上海地基基础设计规范的背景材料中[9],此时应用的对比资料已经有 88 根单桩的静载荷试验数据。到 90 年代初,在对全国 10 省 2 市 257 根入土深度为 4～65 m 的钢筋混凝土预制桩的静载荷试验资料和相应的 210 个静力触探孔的分析对比研究的基础上[10],提出的成果应用于《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)中。

铁道科学研究院在周镜院士的领导下研究用双桥探头的静力触探试验结果预估单桩承载力,根据上海、南京、天津等地 61 根桩的静载荷试验与静力触探对比试验的资料,提出了预估单桩承载力的方法,其成果发表于 1979 年《岩土工程学报》创刊号和第二次欧洲触探会议论文集[11]。

北京市岩土工程勘察设计研究院对北京地区的对比试验资料进行统计分析的基础上,在《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》中给出了用单桥静力触探比贯入阻力预估单桩承载力的经验参数[12]。

上述用静力触探预估单桩承载力的经验公式通常采用统计对比试验资料的方法求得,也有通过理论推导的方法得到静力触探指标与单桩承载力参数之间的关系,使静力触探试验结果可能在更广泛的范围内和更高的水平上推广应用[13]。

综合上述几个方面的研究成果,《建筑桩基技术规范》同时采用了单桥探头静力触探方法和双桥探头静力触探方法预估单桩极限承载力,比较全面地向全国推广了这项预估单桩极限承载力的技术[14]。

孔隙水压力静力触探(CPYU,简称孔压触探)技术自 20 世纪 80 年代在国际上迅速发展。这是将量测孔隙水压力的传感元件与标准的静力触探探头组合在一起,能在测定贯入阻力的同时量测土的孔隙水压力,当贯入停止以后,可以量测超孔隙水压力的消散,直至达到稳定的静水压力。我国学者已经将孔隙水压力静力触探的技术介绍给国内的工程界,已经有孔隙水压力静力触探探头的产品问世[15],并已在沪宁高速公路软基处理大型现场试验研究中应用,主要用于测定土的固结系数,研究快速测定土层剖面的方法以及与十字板作对比试验以研究应用圆锥系数估计土的不排水强度的可行性[16]。

二、旁压试验

旁压试验是利用钻孔进行的横向载荷试验,又称横压试验。

1933 年德国 Kogler 最早研制了钻孔横向载荷试验装置,用以测定土层在水平方向的强度和变形特性。由于气体恒定压力的控制技术及量测技术难以满足变形量测精度的要求等技术困难,这一试验技术当时没有得到迅速发展。1956 年法国 Menard 发展了三腔式的旁压仪,由三个互相隔绝的可膨胀的辅助腔和试验腔所组成,并以气 - 水传压系统代替单纯的气压,由水

的体积变化间接测量土的横向变形。这种改进克服了早期装置的缺点,因此在欧洲、加拿大和日本等国被广泛采用。1962 年我国黄熙龄等在仿制 Menard 式旁压仪的同时从弹塑性理论上解析了确定粘性土变形模量的计算问题[17]。由于当时加工工艺和材质条件的限制,我国没有仿制产品。上述的几种仪器都是在事先钻好的孔内进行试验,称为预钻式旁压仪。由于孔壁应力条件的改变,测得的结果实际上已经不是真正的原位状态了。

1973 年,英国的 Hughes 研制成剑桥式自钻旁压仪(Camkometer),它的特点是在旁压腔的下端带有特殊的水冲钻探,可以在保持土层的天然结构和应力状态下自动成孔并就位于试验深度上。大致同一时期,法国国家道桥中心实验研究所也研制成另一种形式的道桥式自钻旁压仪。在我国,1982 年建设部综合勘察院研制成多功能(包括静动态测试)自钻横压仪,1984 年华东电力设计院研制成“华电 1A 型自钻式三腔旁压仪”。冶金部于 1991 年颁布了《预钻式旁压试验规程》。由于旁压试验的操作比较复杂,对设备性能的要求也比较高,除了一些外资工程或研究性项目需要做旁压试验外,在一般工程中的应用尚少,因此旁压试验成果的分析和利用技术也未充分发展。

第三节　土工试验技术

土工试验技术无论是对于工程实践还是对于岩土工程理论的发展都是非常重要的,它又是工程勘察的重要内容。我国系统地开展土工试验起源于建国初期,经过半个世纪的努力,我国的土工试验技术达到了一个新的水平,在试验研究的某些方面与国际水平逐步接近,但在工程勘察单位的生产性试验方面,无论设备条件或技术水平,都与工业发达国家存在较大的差距。

在土工试验仪器设备的研制与生产方面,经历了一个比较长的发展时期,其中尤以三轴仪的进展最为典型。我国自行设计和生产三轴仪是从 50 年代开始的,到 80 年代,对 70 年代定型的 SJ-1A 型三轴仪进行较大的改进,将测量系统全部采用传感器,围压和反压系统采用了液压稳压装置,形成了国产的低压、中压和高压的三轴仪系列。高压三轴仪的围压最高可达 7.5MPa,最大轴向压力为 2.5MN,应变速率 0.0026～3mm/min,试样规格分别为 39.1×80mm, 61.8×125mm, 101×200mm,加荷方式为应变式和应力式均可。在常规三轴仪发展的同时,特种三轴仪(非饱和土三轴仪、K_0 固结三轴仪、真三轴仪、平面应变仪等)也得到了较大的发展。例如陕西机械学院等单位研制出非饱和土三轴仪,在试样底部安装陶土板测量孔隙水压力,在试样顶部安装微孔紫铜板测量孔隙气压力,均用微型传感器测量。体积变化的测量也有改进,可以精确地测量非饱和土的孔隙水压力、孔隙气压力和体积变化。又如南京自动化研究所研制的 NJ-1 型静扭剪三轴仪,试样尺寸为 150(外径)× 110(内径)×150mm,最大围压为 1MPa,最大扭矩为 300N·m,扭转角可达 30°,可进行应变及应力控制试验,数据采集和处理自动化。在动力试验仪器方面,包括振动三轴仪、共振柱仪、振动单剪仪和振动扭剪仪等也都有了较大的发展。1959 年北京水利科学研究院最早研制出惯性力单向激振振动三轴仪,1964 年中国科学院工程力学研究所研制成功电磁式单向激振三轴仪,在此基础上,1976 年北京勘察院和北京新技术研究所研制出 DSZ-100 型电磁式动三轴仪。80 年代末,南京自动化研究所研制成DY-A型单向激振电液伺服动静两用三轴仪,有色冶金总公司西安勘察院研制成双向激振电液伺服式高压振动三轴仪,其最大轴向压力 7.6MPa,最大轴向动压力±2.27MPa,最大侧向静压力 2.5MPa,解决了高坝、高耸建筑物地基土的动力试验设备问题[18]。

土工离心模拟试验技术是岩土工程试验中的一项核心与关键技术，是可以模拟土的重力作用的一种物理模拟技术。数值模拟和物理模拟的相互印证是研究与解决岩土工程问题时必不可少的两个方面。但由于土的力学性状与所处的应力水平密切相关，物理模拟试验必须使模型中的应力水平与现场一致，这只能借助于离心模拟试验技术。

自 1869 年法国 E.Philips 首次提出用离心机做模型试验的设想以后，经历了漫长的探索阶段，直到 20 世纪 30 年代，前苏联和美国才各自利用这种试验方法研究了一些工程问题，之后在离心模拟试验的相似理论、试验设备及试验方法等方面做了许多有成效的工作。60 年代后期，英国、美国和日本等国开始制造土工模型试验用的离心机，其设备比较先进，技术发展比较快。70 年代以后，随着高土石坝、大跨度的地下工程、海上石油平台、大型港口码头、核电站等的建设，对岩土工程提出了一系列技术难题。同时，由于大容量、高速度的电子计算机的普及应用，有限元等数值计算广泛地应用于上述岩土工程问题，对离心模拟试验的验证提出了新的要求，促使 80 年代离心模拟试验技术有了进一步的发展。法国、丹麦、意大利、荷兰、德国等国相继建立土工离心模拟试验室，发展大型离心机，提高了容量，还召开了多次的国际学术会议交流土工离心模拟试验技术。国外有代表性的土工离心机，见表 3-1[19]~[24]。

国外有代表性的土工离心机　　表 3-1

国　家	所 在 单 位	有效半径 (m)	最大加速度 (g)	最大载重 (t)	容　量 (g·t)	建置年代
前苏联	全苏给排水、水工结构、工程地质研究所	1.0	70			
		1.5	100			1932
		2.3	250			1965
	莫斯科地基与地下建筑物研究所	2.0	273	2.0	546	1960
	水工建筑机械研究所	2.5	285～320			1953
	莫斯科建筑工程学院	1.5	1100			1961
	莫斯科水工建筑设计院	2.5	320	2.0	640	1965
	莫斯科铁道运输工程学院	2.5	320	2.0	640	1963
	阿塞拜疆建筑材料与建筑研究所	5.0	0～500	2.2	1100	1970
	巴库建筑与材料研究所	5.5	500	3.0	1500	1974
英国	曼彻斯特大学科学技术院	2.16	130	0.75	97.5	1969
	曼彻斯特大学西蒙工程试验室	3.20	200	3.5	700	1971
	剑桥大学	5.0	155	0.7	108.5	1973
美国	加州大学戴维斯分校	2.0	600	1.5	900	1976
		9.2	300	3.6	1080	1983
	柯罗拉多大学	5.49	200	2.0	400	1988
丹麦	工程科学院	2.3	80	1.25	100	1975
法国	原子能委员会	10.5	100	2.0	200	1977
	道路桥梁中心实验室	5.5	200	2.0	400	1985

续上表

国家	所在单位	有效半径(m)	最大加速度(g)	最大载重(t)	容量(g·t)	建置年代
日本	东京技术研究所	1.18	300	5	1500	1971
	东京工业大学	1.25	150	0.25	37.5	1981
	港湾研究所	3.80	115	2.71	312	1980
	大阪大学	2.56	200	0.2	40	1985
	东洋建设	2.2	250	0.3	75	1984
德国	鲁尔大学	4.1	250	2.0	500	1985
意大利	结构模型和结构试验研究所	3.0	600	0.4	240	1987
荷兰	Delft 岩土工程试验室	6.0	300	3.5	1050	1988

我国在50年代末,在前苏联专家的帮助下准备着手建造400g·t容量的离心机,但最终未能实现。60年代后期,为研究核能和航天技术,有关部门设计制造了几台大尺寸的离心机,但都为训练飞行人员和检验设备用的。直到70年代末,国内的一些岩土工程研究单位开始筹建土工离心机,开展土工模拟试验,已建成的土工离心机,见表3-2。

国内有代表性的土工离心机 表3-2

所在单位	有效半径(m)	最大加速度(g)	最大载重(t)	容量(g·t)	建置年代
河海大学	2.4	250	0.1	25	1982
南京水利科学研究院	2.9	200	0.1	20	1982
	2.0	250	0.2	50	1989
	5.0	200	2.0	400	1992
长江科学院	3.0	300	0.6	180	1983
成都勘测设计院	10.8	110	3.0	330	1985
上海铁道学院	1.55	200	0.1	20	1987
成都科技大学	1.7	250	0.1	25	1991
北京水利科学研究院	5.03	300	1.5	450	1991
清华大学	2.0	250	0.2	50	1993

在上述国内设置的土工离心机中,南京水利科学研究院的400g·t离心机和北京水利科学研究院的450g·t离心机在亚洲都是最大规模的,在国际上也是名列前茅的,其自动化程度及数据采集处理系统也达到了80年代的国际水平。包承纲在90年代初总结了我国离心模拟试验的现状,在高土石坝方面,水利水电科学研究院和长江科学院合作进行了小浪底150m土坝试验,模型重300kg以上,离心加速度高达250g以上,国外尚未见到如此规模的离心模型试验的报道;南京水利科学院进行90m高的西北口混凝土面板堆石坝试验,主要研究不同运行条件下坝体的防渗板的变形;成都勘测设计院和成都科技大学进行了235m高的瀑布沟心墙堆石坝试验,在离心机上进行动力试验作了尝试;在举世瞩目的三峡工程中,长江科学院利用离心模型试验解决了60m深水抛填花岗岩风化砂的密度估计问题。深水抛填花岗岩风化砂的密度是深水围堰设计的关键参数,在水中抛填时砂在重力作用下沉积,其密度与重力场有关,其他的模拟试验无法模拟重力场的作用,而离心模型试验可以模拟抛填的物理过程,长江科学

院于1989年完成了100g重力加速度的离心模型试验，共进行了18组模型试验，研究静态下风化砂水下抛填的密实度以及抛填堰体的坡角。试验结果表明，采用60m水下抛填风化砂形成堰体的方案是可行的；随着堰体的逐步加高，风化砂在自重作用下的平均干密度随深度自上而下在1.62～1.80g/cm³的范围内变化；在自重及干填土的作用下平均干密度在1.68～2.06g/cm³范围内变化；水下自然坡角随填土的高度在27°～36°范围内变化。在一期工程40m水深的围堰施工中实测了抛填以后风化砂的干密度，实测值高于试验值，说明采用离心模型试验的结果进行设计具有相当的安全度[23]、[25]。

土工离心模拟试验技术主要可应用于检查工程设计方案的经济合理性与安全可靠性。1988年巴黎土工离心模拟试验国际学术会议认为，今后对重大工程要逐步做到必须有离心模拟试验的鉴定书，作为设计方案评估及优选的重要依据。对已建工程的安全性和可靠性进行检查。如陕西羊毛湾水库在蓄水以后发现右岸出现裂缝，经离心模型试验为该水库的安全论证及修复提出了重要依据。离心模拟试验是校正数值分析最可靠的手段，还可用离心模型机研究土的地震荷载作用下的性状，这是国际上的最新发展。

土工试验数据采集与处理系统自动化是高新技术在土工试验领域中的具体应用，在我国的发展大致经历了3个阶段。70年代末，我国引进了一批当时在国际上比较先进的土工试验仪器，随着这批仪器的进口，先进的数据采集和处理系统也进入我国，随后对这些系统进行学习、消化与吸收；80年代初期，土工试验界向政府建议研制开发土工试验数据采集和处理系统，建设部投资10余万元在北京市勘察院进行试点工作，1982年地矿部地球物理研究所与北京市勘察院合作研制出GSX-1型工程地质试验数据处理系统，该系统可控制36台固结仪，一台静三轴仪的数据采集与处理，其他一些单位也研制成类似的系统，但由于系统本身的缺陷，部件效能不稳定或元器件质量不过关而不适宜于推广应用；80年代中期以后，土工试验数据采集与处理自动化得到了较大的发展与普及，其中有3个系统值得介绍：空军工程设计研究局研制的KTG固结试验检测处理系统通过鉴定，之后又进一步开发，增加了直剪试验、三轴试验的数据采集与处理功能，并完成了与微机的通讯联系，实现了分散采集、分散处理与分散采集、集中处理的双重功能；南京自动化研究所先后与上海勘察院、华东电力设计院、机电部工程勘察研究院等单位合作，研制出TSW-1型土工试验微机数据采集处理系统，整个系统由微机支持，选用电位器式位移传感器，配有绘图仪和打印机，有104路模拟通道和40路数字通道，可以完成固结、直剪和三轴等常规力学试验和物理性质试验的数据采集、处理、绘图和打印功能，采用集中采集、集中处理的模式；南京土壤仪器厂与南京船舶雷达研究所、南京市建筑设计院勘察分院合作，研制出TWJ土工试验微机数据采集和处理系统，该系统由微机控制，选用差动变压器式位移传感器，采用C语言编程，分散采集，集中处理的模式。上述几个系统均已经过商品化进入市场，在国内各个土工试验室使用[18]。

土工试验标准的发展是土工试验技术发展的标志，经历了一个漫长的过程。在50年代，我国的土工试验技术处于起步阶段，1951年8月南京水利实验处编制了土工试验手册，是我国第一本系统介绍土工试验方法的著作。同时，中央重工业部、中国科学院等部门组织翻译了一些前苏联的土工试验标准。1953年5月，中国科学院长春综合研究所土建室编制了《地基土壤检验规范草案》，这是全国第一本土工试验规范草案。1956年6月南京水利实验处、北京水利科学研究院等单位在总结我国土工试验经验的基础上，提出了水利部《土工试验操作规程》，这是我国第一本部颁的土工试验规程，对当时和以后的土工试验的发展都有重大的影响。与此同时，第一机械工业部设计总局组织编制了《工程地基土壤试验操作规程》（试行草案）；第

二机械工业部第一设计院勘测处编制了《土工试验操作规程》;冶金工业勘察总公司起草了《房屋与工业建筑地基土试验室测定法草案》;1958 年 9 月,建筑工业部综合勘察院编写了《地基土试验暂行规程》,但上述这些规程均为各部门的内部工作文件。1957 年 12 月,王钟琦、林绣贤编著的《土工试验》一书出版。

60 年代,56 版的《土工试验操作规程》修订为 62 版,1964 年交通部编制《公路土工试验方法》,冶金工业勘察总公司于 1965 年提出了《地基土试验规程》(试行本)。

70 年代是我国工程建设标准化的一个重要时期,土工试验技术也获得了较大的发展。当时的机械工业系统七个部的部属勘察单位组织力量总结建国以来的工程经验,修订过去各个单位使用的技术标准,于 1973 年 10 月提出了《机械工业工程地质勘测土工试验操作规程》,后来又于 1979 年修订完善之后颁布了部标《土工试验规程》。冶金工业勘察单位也于 1978 年提出了《冶金工业建设工程地质勘察土工试验操作规程》。1976 年水电部组织南京水利科学研究院等八个单位研究修订了 1962 年颁布的规程,于 1979 年颁布《土工试验规程》(SDS01—79),这是当时涉及面最广,内容最全的一本土工试验规程,全面反映了当时我国土工试验的技术水平。

70 年代末,交通部公路研究所组织 20 多个单位进行试验研究工作,并于 1981 年和 1985 年两次颁布部标《公路土工试验规程》(JTJ05—81)和(JTJ051—85)。1983 年地矿部颁布部标《土工试验规程》(DT—82)。1984 年水电部颁布了部标《土工试验规程》(SD128—84)(第一分册)以及 1986 年颁布部标《土工试验规程》(SD128—86)(第二分册)。1987 年,铁道部颁布部标《铁路工程土工试验方法》(TBJ102—87)。上述这些部颁标准的修订非常频繁,一方面反映了技术内容的更新,但也同时反映了对土工试验技术过分强调部门的特殊性,这也大体上反映了当时我国的政府体制的特点,其实大多数的常规试验方法是基本一致的,重复制定太多的部门标准并不需要。

在各部门制定标准的基础上,由各有关部门参加的、以水利部为主的工作小组经过 3 年的努力,于 1988 年颁布了国家标准《土工试验方法标准》(GBJ123—88),其后于 1999 年又颁布了修订的国标《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999),这本标准反映了 20 世纪末我国土工试验的技术水平,也反映了各工程建设系统对土工试验的技术要求,是 50 年来岩土工程界几代人努力的结晶。

第四节　城市工程水文地质勘察的探索

城市工程水文地质是一个新的领域,在高层建筑深基坑工程中,在城市地下铁道的修建中,在城市地下空间的开发利用中,人们发现地下水的问题如此之重要,而一般的工程勘察中几乎还提供不出太多的数据和结论。随着城市建设的高速发展,地下水的蓄存与渗流形态对基础工程的影响日益突出,主要表现在:

1. 很多高层建筑的基础埋置深度已经超过 20m,而且建筑体型复杂,大部分广场式建筑的平面内都包含有纯地下室的部分或地下广场,在抗浮设计与地下室外墙承载力验算中,地下水位是一个十分重要的数据。在沿海软土地区,地下水位比较高,而且比较稳定,工程勘察中通常不作长期的水文观测,地下水位的变化幅度与地下水位数值对基础工程设计不会有太大的影响。但是在北京这样的城市中,地下水位直接受区域自然条件和人文活动的干扰,地下水位的升降是非常可能的事,不同地下水位对抗浮设计,以致对基础工程的造价有举足轻重的影

响。地下水位的变化实际上是一个随机过程,一般很难准确预测其变化,因而提出了"抗浮设防水位"的问题,要求工程勘察能够在勘察报告中给出场地的抗浮设防水位。这是一个比较新的概念和提法,要在勘察报告中提出场地的抗浮水位,需要进行长期的地下水位观测,积累地下水位随时间变化的数据,并分析影响地下水位变化的因素,才能比较可靠地进行预测。

2. 高层建筑的基础,除了埋置深度较深以外,其主体结构大多采用箱形基础或筏形基础。基础宽度很大,而且基础底面的压力比较高,基础的影响深度可达数十米,在这个深度范围内,有些城市可能遇到几层地下水。不同层位的地下水之间,水力联系和渗流形态往往各不相同,造成人们难以准确掌握建筑物场地孔隙水压力场的分布。由于孔隙水压力在土力学和基础工程分析计算中的重要作用,因此对孔隙水压力的考虑不周将影响建筑物沉降分析、承载力验算、建筑物整体稳定性验算等一系列重要的工程评价问题。

3. 对深基坑工程的设计与施工,地下水位及地下水渗流特性的影响是十分明显的,需要进行专门的降水设计,要求在工程勘察时提供水文地质的必要资料。对地下水的影响估计不足或没有采取合适的工程措施,常会引起工程事故,有时成为基坑工程成败的关键。

近年来许多城市开始关注这个问题,北京勘察设计研究院通过研究北京市规划区内浅层地下水的蓄存与渗流特性,进行了地下水特征分区,并已应用于工程勘察,已经提出了发展城市工程水文地质这一课题。

北京市勘察设计研究院利用已经建立的 GIS 和有关的信息系统中的资料,对北京规划区内的工程地质与水文地质背景进行了详细分析,并在此基础上建立和完善了浅层地下水的监测网,对于建筑物设计与施工有直接影响的深度范围内的浅层地下水位进行常年监测。数据的储存和分析是在该院的"北京市地下水信息系统(BGWIS)"内进行的。根据监测的结果,按照北京市规划区内浅层地下水的蓄存特性,进行了地下水特征分区,并分析了不同区域地下水对基础工程的主要影响。通过监测与资料分析,得到了北京市规划区内潜水-承压水的动态规律,分析了与大气降水入渗和地下水开采量以及官厅水库放水影响的关系。发现地下水开采量与地下水位之间有着非常密切的关系,官厅水库放水使西南郊的地下水位上升 5.0～10m,对已建和拟建的工程造成重大的影响。根据观测数据,建立了地下水位动态计算机数据库,出版水位动态年鉴,为工程提供抗浮设防水位[26]、[27]。

武汉地区的水文地质条件对深基坑工程设计与施工有很大的影响,在《武汉地区深基坑工程技术指南》中,对于不同地貌区域,按其蓄存条件,将武汉地区的地下水划分类型,指出了孔隙承压水与长江有着密切的水力联系与补给关系,给出了承压水头的高度以及年变化幅度,同时还给出了武汉地区的孔隙承压水丰水期测压水位标高的等值线图。这些成果对城市工程建设都有很大的指导作用[28]。

第五节　工程地质信息系统与专家系统

计算机在我国工程勘察行业中的应用经历了一个发展的过程。80 年代中期,计算机开始在工程勘察中应用,但当时仅局限于分散的数值计算、图形绘制、试验数据采集等,应用简单、无明显的效益,仅侧重于替代手工作业。

80 年代末,随着 PC 机技术的普及,特别是 AutoCAD 为交互式图形编辑提供了方便,较容易的操作环境,使得工程勘察行业机助绘制勘察产品的图文在大中型单位中逐步普及,是工程勘察行业 CAD 应用的主流。此外,利用数据库技术(或数据库文件)对勘察资料进行分析利

用,开始获得一定的关注,并开始进行探索。

1993 年在成都召开的"中国首届计算机在工程地质中的应用展示会"集中了全国各个系统 1990 年前后研制开发的 80 余种 CAD 类计算机程序或软件系统,代表了当时勘察行业计算机应用的最高水平,其应用分类见表 3-3。

计算机在工程地质中应用的统计　　表 3-3

计算机应用程序、系统分类	所占比例(%)
工程地质数据处理	16
工程地质计算	22
工程地质制图	46
专家系统(地质问题)	12
数据库、信息系统、综合决策系统	4

在这一阶段,煤炭系统提出了统一标准、分工开发系列软件产品的办法有效地减少了低水平重复开发的问题。

90 年代初,计算机应用发展到集成化综合应用探索阶段,在实现了计算机辅助绘制勘察报告图文的基础上,业内开始不满足于仅仅将计算机作为大型绘图机或打字机。数据库技术的更新,勘察资料独特的重复使用价值和实际工程的需要,使得高层次的勘察数据管理和利用成为 CAD 应用的探索目标。

在这期间,武汉市勘测设计研究院开发了"武汉市城市工程勘察岩土工程信息系统"(UGEIIS),其主要功能包括:对长期积累的资料进行管理和维护,输入不同媒体的数据和通过软盘输入试验室土工试验数据;对可入库资料进行街区范围搜索、按图幅号检索、单项检索和多条件检索;土工参数的统计分析;图表输出;单项工程勘察资料信息处理,包括数据与图形输入、计算统计、自动分层、自动绘图和编制勘察报告。

北京市勘察设计研究院分别于 1991 年、1993 年和 1995 年建立了"北京工程地质信息系统"(BEGIS)、"城市建设工程勘察信息系统"(GEIS)和"北京市区潜层地下水信息管理系统"(BGWIMCS)均以数据库为核心,系统中各模块的功能可视为对数据库的一组操作,既重视已有数据资料的存储、查询和分析,又提供新工程项目专业报告的地层数据统计分析和图文编制等功能。

90 年代中期左右,人工智能、专家系统技术和 GIS 技术从实验研究阶段向实际应用阶段发展,为半理论、半经验性很强的岩土工程分析提供了新的计算机应用拓展的机遇,计算机在工程勘察中的应用进入智能化分析辅助决策系统的阶段。在这期间,桂林冶金地质学院开发的"膨胀土地区工程建设专家系统"(ESCES),可以根据土工试验指标和滇桂经验鉴别膨胀土;通过系统提问、推理,对膨胀土类别和膨胀性进行划分;通过试验结果或根据用户提供的土、水资料确定地基承载力;可分别按照国家标准或地方标准对地基等级进行划分,作为地基处理、基础选型的基础资料;通过系统推理、滇桂经验和工程实例综合论证基础选型及处理方案;对膨胀土边坡稳定性作出评价并提出整治措施。

北京市勘察设计研究院张在明等开展了探索性项目"工程勘察与地基评价计算机专家系统"(EIFEES)的研究,这一系统的功能包括对专家知识、公认经验和规范知识的获取和扩充功能;知识的表示、存储和处理功能;正、逆向多级的学习和推理功能(包括不精确推理功能);数据和图形的智能处理功能;数据流的控制功能;具有开放特性的数据库功能;计算分析功能和报告文本的编辑功能等。

当使用 EIFEES 系统时,可自动访问 GIS 系统和有关数据库,查询与本工程有关的资料;根据场区的邻近资料和拟建建筑物的结构特点,用模糊分析和人工神经元网络方法相结合判定场区的复杂性,确定钻探方案所需的参数;针对建筑物的条件,根据规范和经验自动布置钻孔位置,自动进行钻孔分类(控制孔和一般孔),计算孔深和钻探工作量,完成勘察纲要;按规范规定对已采集的数据进行处理和统计;依据规范要求和智能约束条件初步选择合理的地基方案;针对选择的地基方案进行各类工程分析;根据钻探资料和对 GIS 和 GWIMCS 系统的访问结果,提出满足规范要求的水文地质资料,提出建筑防水、抗浮和地下室外墙承载力验算所需的水文参数;提出施工期间地下水控制方案及参数;根据原位测试成果和对系统的访问结果,提出地震场地类别,必要时提供其他有关的抗震设计参数;综合以上结果,提出本工程项目的地基方案、承载力参数及地基评价;进行工程图件的绘制和报告编辑;自动完成当前工程资料的存储及知识库、实录库的扩充。

EIFEES 系统具有下列特点:

1. 系统的完整性。由于系统包括了多方面的知识库、子专家系统、工程实录库和富有特色的推理机,包容了多个范畴的专家知识、公认经验和规范规程的有关规定,实现了与 GIS 系统和多个信息系统的有效连接,从而形成了能够满足专业要求的连续的多维空间模糊性和随机性推理要求,并能自动进行数据、文本和图形处理的"大系统",可以辅助完成一项工程勘察自始至终的所有生产程序,实现了系统的完整性。

2. 技术的先进性。在软件的开发方面采用了先进的数据库引擎和 ODBC(开放的数据库连接)标准,Windows 环境下多种语言的动态数据技术、OLE(目标的链接与嵌入)技术、地理信息系统(GIS)开发技术和具有 Windows 界面的人工智能专家系统构造技术;在专家系统的结构上采用了利用模糊子集的正向推理 - 神经元网络分析的两层模型。并在此基础上形成的推理机是该系统开发的一个显著特点,即可以使用正向、逆向、正向和逆向联合三种演绎推理方法。其中很多技术都是在行业应用软件中首次使用。

3. 具有流畅的界面和易使用性。系统采用 WINDOWS 3.X/95 环境,在数据输入、图形编辑等方面采取了多项方便用户的措施,不但使系统简单易学,而且大大提高了工作效率。

4. 系统运行的稳定性、可靠性和易维护、易扩展性。

从资料检索看出,这个系统是国内外在勘察行业中第一个开发成功的可用于生产全过程的大型专家系统,系统的开发成功和推广使用具有很大的理论意义和实用价值,有利于勘察技术水平的提高,促进勘察行业工作面貌的改变,在国家基本建设中具有很大的经济和社会效益[29]、[30]。

第六节 强震区勘察技术

抗震设防烈度为 7 度或大于 7 度的地区称为强震区,强震区的场地和地基因强烈地面运动导致建筑物的震动破坏、地基的失稳或失效(包括液化、地裂、震陷和滑坡等)、地表断裂错动等。强震区的工程勘察需确定场地土的类型,并划分对建筑抗震有利、不利或危险的地段;对岩土体的滑坡、塌陷、崩塌、采空区等在地震作用下的稳定性进行评价;对液化进行判别,确定液化等级、液化程度和提出液化处理方案;对可能发生的震陷的场地与地基判别震陷并提出处理方案;重大工程的断裂勘察,作必要的危险性分析、地震小区划和震害预测。

我国是一个多地震国家,几乎在全国各省、市、自治区都可能遇到强震区的岩土工程问题。

抗震设防烈度是指按国家批准权限审定作为一个地区抗震设防依据的地震烈度，一般情况下取基本烈度，即现行《中国地震烈度区划图》规定的烈度。考虑到发生7度以上地震烈度可能造成场地、地基和建筑物的破坏，故《建筑抗震设计规范》长期以来规定只适用于7～9度的范围，但修订以后将设防范围定为6～9度，这是因为鉴于近数十年来很多6度地区发生了较大的地震，甚至特大地震。在6度地震区的建筑物适当考虑一些抗震要求，以加强构造为主，对于减轻地震灾害是十分必要的。由于在6度地震区的抗震设计不必进行抗震计算，也不考虑地基液化等失效现象，因此强震区的勘察还是只需在7度及以上的地区进行。

土工抗震研究是制定有关强震区抗震勘察规范的基础性研究。在20世纪60年代和70年代间，国内外发生的多次地震中，都出现了较严重的土坡、地基和土工构筑物破坏的实例，引起了岩土工程界的关注，进行了大量的事故调查和室内外的试验研究，找到了评价、防止和减轻地震灾害的合理原则和方法。我国汪闻韶院士从60年代初就开始为水利电力工程的抗震设计和地震灾害中遇到的砂土液化问题进行研究，在室内用动三轴仪试验研究，并提出了一种考虑饱和砂土振动孔隙水压力产生、扩散和消散的估算方法。在工程应用方面包括1961年巴楚地震9度高震区西克尔土坝地基的液化沉陷、1976年唐山地震低震区密云水库白河主坝上游粘土斜墙砂砾料保护层的液化滑坡的试验验证[31]。

一、对饱和砂土液化的认识和评价

据美国工程师协会收集整理的国外从1891年至1968年12次25种不同土质条件下发生地震时地基液化的资料和我国从1975年至1981年8次地震液化的资料，以我国海城和日本新潟两次地震的地基液化规模最大，液化造成的灾害最为严重。海城地震中，由于液化时的喷水冒砂，淹没了14余万亩农田，堤防的震害率高达54％，桥梁基桩断裂，墩台最大位移达4.36ｍ，最大下沉1.10ｍ，最大倾斜20％；对液化震害的认识主要来自现场宏观调查，1976年唐山地震后对唐山、天津等地的液化震害调查显示，液化引起大量的地裂缝，最宽的达0.9ｍ，错动高差1.0ｍ，造成建筑物严重破坏[32]～[35]。

对地震液化规律性的认识建立在现场宏观调查、取得第一手资料的基础上，对砂土液化的机理和判别的研究由不同的途径得到了互补性的研究成果：

1．与地震背景、地貌地形等宏观条件相结合，从断裂、土层的性质、地貌特征、地下水等因素分析液化的形成与发展的规律。顾宝和研究了地震液化时孔隙水的渗流规律及喷水冒砂机理，认为砂土的地震液化包括振动液化和渗流液化两个方面的问题，提出了除地震动大小和历时外，液化层的厚度、砂土的震前密度、渗透系数都是影响超静水压力消散速率和喷水冒砂严重程度的主要因素[36]。王钟琦通过对邢台地震、海城地震和唐山地震的液化进行宏观研究后认为，土的液化是一个极其复杂的问题，室内试验利用一个土样所产生的液化并不一定会在野外的同一土层中同样发生，实际上地震液化的发生与发展还受一系列地质地形因素以及与建筑物基础的相互作用等情况的影响和制约[37]。方鸿琪等分析了地震液化势评价方法中存在忽视场地局部地形地貌及地层结构等条件对液化的重要影响，从唐山地震后第三天所拍摄的航摄照片显示的不同液化形迹，可以分析其形成的机制，即地形地貌对液化形迹的影响[38]。华北勘察院在唐山地震前一个月对唐山钱家营矿进行了勘察，对砂土液化作了研究和评价，唐山地震时该场地产生严重液化，地震以后又进行了两次勘察，根据地震前和地震后不同时间的标准贯入试验和静力触探试验的结果发现，在浅部的粉细砂中，地震以后2个月时的标准贯入击数低于地震前的击数，而地震以后11个月时的击数比震前反而提高了，说明严重液化的喷

水冒砂使砂层的密度变松,在地震以后孔隙水压力消散使砂土密度又趋向增大[39]。《建筑抗震设计规范》中规定的对饱和的砂土或粉土进行初步判别为不液化的条件从一个侧面反映了土的年代、粘粒含量、地下水位以及上覆非液化土层厚度等因素对限制形成土层液化的重要影响[40]。

2. 以室内试验为主要手段模拟土体内任一点作用的静、动应力状态,研究土发生液化的可能性,或土发生液化时静、动应力的组合条件。将土体的液化稳定问题作定量的分析研究时存在两种观点:一种观点从液化的应力状态出发,强调液化标志着土的法向有效应力等于零,土不具有抵抗剪切的能力;另一种观点认为工程中的破坏,归根到底表现为过量的位移、变形或应变,而不完全取决于应力条件,研究液化问题的核心是防止土体出现具有液化性态的流动破坏,砂土的液化被理解为饱和砂土的强度弱化过程中与土性和应力密切联系的一种流动破坏。根据现场饱和砂土的性状、应力状态和地震情况在室内进行模拟试验是室内试验研究砂土液化的主要途径。饱和砂土的结构状态对振动液化试验结果有一定影响,因此应采用原状试样进行试验,但原砂样的采取和制备都比较困难,因此大多数还是用制备土样试验。施加于试样上的应力状态,包括固结应力和循环应力都应和现场情况相同或尽量接近。在 20 世纪 80 年代,进行了很多的室内试验研究,并取得了一批有价值的研究成果[41]~[44]。

3. 以现场原位试验为主要手段,通过统计分析寻找实用的液化判别方法。哈尔滨工程力学研究所根据我国几次大地震的震害调查和勘探分析,并在标准贯入对比试验基础上提出了评价砂土液化的实用公式[44]。这一方法列入了《建筑抗震设计规范》,经过多年的实际应用后又作了修改,引入了粘粒含量项,使之可适用于砂土和粉土,并考虑了近震、远震的影响,调整了水位和土深影响的系数。修订以后的判别公式的成功率,对于液化场地不低于 95%,对于非液化场地不低于 70%。铁道科学研究院研究了用静力触探判别砂土液化的方法,在唐山的不同烈度区进行了 100 多次试验,对试验结果用判别函数进行分析,提出了可考虑地下水位、砂层埋深、上覆粘性土层的厚度、震中距以及贯入阻力等五个因素的判别公式。天津市和上海市的地方标准都列入了用静力触探或波速试验方法判别砂土和粉土的液化[40]、[46]~[48]。

4. 关于粉土的液化问题最初是由汪闻韶院士提出的。从震害调查中人们发现,就可能发生液化的土类而言,从实际地震中出现液化的土类来看,已超过了过去一般认为只有饱和砂(特别是粉细砂)才能液化的传统观念,而已扩大到含有一定的细颗粒含量(例如粒径小于 0.005mm的粘粒质量超过总质量的 15%～20%)的少粘性土和含有一定粗颗粒含量(例如粒径大于 5mm 的砾粒质量不超过总质量的 60%～70%)的砂砾料。这个宏观的震害调查得到的情况也在室内试验中出现和得到证实,并已为岩土工程界取得基本一致的认识[49]。上面所说的少粘性土,即粉土,在 70～80 年代一度称为轻亚粘土,对于这种土类也进行了大量的原位试验和室内试验,发现粉土的液化具有不同于砂土的一些特性,从而提出了判别粉土液化的实用方法[50]、[51]。粉土液化判别的实用方法已经列入抗震设计规范、岩土工程勘察规范或地基基础设计规范,对粉土的地震液化从发现宏观现象,进行机理研究到提出实用判别方法,形成了一种成熟的强震区勘察技术。

5. 地震液化判别与评价的专家系统。石兆吉等认为地震液化属于复杂问题,同一场地由不同专家用不同方法进行判别与评价,可能得到不同的结果,因此适宜于应用专家系统。系统由知识库、规则库和推理机组成。在知识库中存放了 40 多种液化判别和评价的方法,基本上概括了当今世界上该领域的知识,还可以不断更新和补充新的知识内容;在液化资料库中存放了液化宏观调查资料、判别评价方法和中文文献 400 条、英文文献 800 条;液化危害性分析方

法存入了液化指数法、震陷值法和谱烈度法等[52]。

二、断裂

断裂的勘察与评价是强震区工程建设的重要问题。断裂的地震工程分类分为全新活动断裂、发震断裂、非全新活动断裂和地裂四类。对于活动断裂早在100多年前就受到地质学家的注意,但对活动断裂的研究是最近20多年的事。对于活动断裂涵义的认识,各国、各部门,甚至各个学者都不相同,但公认的是:活动断裂是那些在近代地质史上有过活动,同时在将来也容易或可能重新活动的断裂。当前争论和分歧较大的是活动断裂的时限,我国在地震工程领域中对于活动断裂的判定有重要的进展,具有重大的工程意义。根据国内发表的观点,有如下几种意见:

1. 新生代或新第三纪有过活动的断裂,即传统的新构造断裂,由于活动时限过远,工程界已多不采用;

2. 第四纪(200万年)以来有过活动的断裂,这种观点得到地震地质界普遍的应用,工程界也是重视的;

3. 中更新世(15～70万年)以来有过活动的断裂,这是根据我国构造运动的具体情况提出来的,在地震地质界都有应用;

4. 晚更新世(1.0～15万年)以来有过活动的断裂,水利水电工程特别重视晚更新世以来有过活动的断裂;

5. 全新世(1.0万年)以来活动过的断裂,由于是距今最近的地质年代,对工程的影响至关重要,这种观点常被工程界所支持,常被重大工程所采用。

地裂分为构造性地裂和重力性地裂两种,构造性地裂是由强烈的地震动和断裂错位应力引起的,与发震断裂走向吻合;重力性地裂是由于液化、滑移在地面造成的沿重力方向产生的无水平错位的张性地裂缝。在工程勘察中鉴别活动断裂的方法主要为查阅文献资料、运用遥感技术和进行野外调查。目前国内外已广泛应用卫星像片和航空像片的地质解释来发现和鉴别活动断裂,遥感技术具有直观性强、速度快、精度高、成本低的优越性,它视域广、信息多、透视深,对反映断裂构造具有独特的效果,尤其对隐伏活动断裂的分析能弥补一般地质方法的不足。

中国科学院工程力学研究所根据对几次大地震的实地调查,研究了断裂对地震烈度的影响,认为由于发震断裂释放能量而引起地震的强烈程度,就是基本烈度所表示的内容,在断裂上方或其附近,震动的程度并不比基本烈度更强,因此由断裂错位而产生的破坏作用,是一种地基失效现象,不能用提高烈度的方式来处理,而只能用场地选择和抗震构造措施去解决;对于非发震断裂的影响,可以按其破碎带的实际场地土层情况来考虑[52]。

方鸿琪等研究了唐山地震后的地形变及历史地质形迹,根据唐山地区大地精密三角测量所得地面水平与垂直位移幅值与地震效应表明,唐山断裂是一条发震断裂,是孕育1976年大地震的主要机制,断裂的地面效应受断裂类型、地层结构、地形地貌及距发震断裂的距离等因素所控制[53]。

第七节　地球物理勘探技术

地球物理勘探技术是在海洋地质勘探和石油勘探中发展和成熟起来的,传统的地震勘探

一直利用体波进行地质勘探,而用人工激发的面波进行地质调查则是最近 20 多年的事。在 20 世纪 80 年代以前,地球物理勘探应用于岩土工程勘察还不成熟,我国主要用电阻率法勘探地层和地下洞穴,寻找地下水等,但效果总不理想。近十多年来,电磁波法即地质雷达及浅层地震勘察在工程中获得了广泛应用,尤其是多波列浅层地震勘探,包括浅层高分辨反射波技术、多道瞬态面波技术和高密度地震图象技术。

浅层高分辨反射波技术是利用横波的波速低、波长短、分辨率高,不受潜水面影响,且在不同介质的分界面上不产生转换波等优点,采用小道距,小偏移距共反射点多次叠加方法追踪层位,并在数据处理中进行岩土介质速度扫描。在福州东方大厦和泉州名流大厦的勘察中使用了浅层高分辨反射波技术进行勘探,采用 6 次水平叠加,经 CDP 或 CSP 软件计算机处理后形成反射时间剖面,剖面图上显示的同相轴线与探井探测的资料或钻孔资料所揭示的岩土层面非常吻合。浅层反射波法在上海地铁的勘探中进行了初次的使用研究,认为在城市地表存在高速屏蔽层及强干扰背景条件下,采用 SH 波浅层反射和 CMP 叠加观察方式能获得浅层、极浅层地震分层的详细资料[54]、[55]。

多道瞬态面波技术是我国近年来发展的一项勘探技术。1960 年霍伊克罗姆等利用激振器产生正弦波来实测道路断面的速度分布,可算是最早的稳态面波勘测实例。1982 年,梅隆和佐藤开发出 GR810 瞬态面波测试系统,使瞬态面波测试技术得以实用化。1985 年斯托克和纳扎利安采用锤击震源,通过两个检波器之间波的互波相位信息求波的相速度,成为最初的瞬态面波勘探试验。1990 年前后,我国也开始瞬态面波勘测方法的研究,由于初期沿用两个检波器接收模式采集数据,信噪比不高,探测的深度和精度有限。1993 年刘云祯等用自己设计研制的地震仪,在数据采集方面打破传统模式,采用展开排列多道接收。在数据处理方面,通过多道面波记录处理出面波速度变化曲线,再经正反演拟合计算进行速度分层解释,把锤击震源的面波探测深度由 10m 左右提高到 30m 以上。其激振方法可采用不同材料和质量的锤或重物下落激振,使得频谱能量加大,干扰减少。面波技术与其他地震波法相比,具有如下特点:

1. 浅层分辨率高是其他弹性波无法与之比拟的,在 15~20m 深度内,其勘探精度可达分米级;

2. 面波技术勘察不受各地层速度关系的影响;而折射波法要求下伏层速度大于上伏层速度,反射波法也要求各层具有明显的波阻抗差异;

3. 面波技术对场地工作条件要求不高。

由于面波技术具有上述特点,因此有比较广泛的应用范围:

1) 岩土工程场地类别勘探与地质小区划调查;

2) 基岩埋深与垂直风化带调查;

3) 覆盖层分层与岩土层物理力学参数检测;

4) 地下空洞、煤矿老窑与病害地质体调查;

5) 土坝堤防隐患检测与加固处理检测;

6) 桥梁、港口码头工程的水域地质剖面勘探调查;

7) 水库的淤积调查;

8) 地基基础加固质量检测;

9) 道路、铁路工程的地质调查。

多道瞬态面波技术在福建、云南、山西等地的许多工程勘察中获得应用,用于探测基岩的

埋深与垂直风化带的调查(福建三明机场),路基碾压质量与密实度检测(云南曲靖),地下空洞检测(山西安太堡煤矿),都取得了较好的效果。又如兰州中川机场扩建工程场地的暗埋砂坑、空洞和塌陷等不良地质现象的形态与分布的勘察中使用了多道瞬态面波技术,在瞬态面波频散曲线发生异常回折或断点处判断存在的空洞被钻探所证实[54]、[56]、[57]。

高密度地震图象技术是近几年来随着智能化多波列数字图象工程勘察仪的开发应用发展起来的一种新兴勘察测试技术。它采用纵波反射法单点激振多点接收和数据连续快速采集与储存以及相应软件支持的施测方法,将地下剖面用彩色图象显示出来。这种方法效率高,反映的地下地质体形态逼真,还弥补了地质雷达不适应低阻环境的不足。通过配置水上检波装置和水上冲击震源,实现无气泡效应干扰,宽频,快速和高密度采集,解决了多年来水上弹性波勘察中气泡效应严重干扰的困惑。从海上高密度地震图象勘探测线的彩色剖面图上可以看出水下地形、基岩起伏形态和覆盖层中的土层分布[54]。

此外,地震 CT(即计算机层析成象技术 Computed Tomography)技术也在工程勘察中得到了应用,用于探测北京门头沟采空区的勘探、西安古城墙的缺陷探测,取得了很好的效果[58]。

第八节　取土技术的进展

取土技术包括取土器设备和取土工艺,取土技术直接影响所取土样的质量,从而通过土工试验指标影响工程计算成果的可靠性。从 1949 年伏斯列夫(Hvorslef)发表了关于钻探取土的经典著作以来,已建立了对于粘性土一套常规取土方法,但对于一些较好的取土技术,由于操作复杂,在实用上并未推广。

取土技术对于土样扰动的影响已被许多的研究结果所证实。奥村的对比试验结果表明,由于取土的扰动,无侧限抗压强度的标准差达到 10kPa 是常有的事,这样的离散性对于圆弧滑动安全系数的影响为 20%左右,而折合到工程费用则有 30%的影响。从我国的取费标准看,与此相对应的是包括取土试验在内的勘察费用至多只占工程费用的 1%～2%,花费了 1%～2%左右的费用而能提高 10%的试验精度,取土技术的总体经济效益可见一斑,但目前在推广取土技术标准方面困难重重。我国的研究成果也表明,常用的壁厚为 5～6mm 的取土器在取土时的扰动对不排水强度有十分明显的影响,根据上海、天津、广州、连云港和深圳等地的数据统计,采用薄壁取土器取土的无侧限抗压强度与用厚壁取土器取土试验的结果比较,无侧限抗压强度可增大 50%～60%,破坏应变明显减小[59]。魏汝龙系统,全面地研究了土样扰动对室内试验结果的影响,并分析取土器、钻孔方法、取土器的压入和拔出、土样的运输和储存等环节对取土质量的影响,对现行取土技术提出了改进的建议;认为我国目前的取土技术与国外流行的取土方法尚有不少差距,仍有不少单位采用敞口厚壁取土器、水冲钻进和锤击法取土[60]、[61]。

中国建筑学会工程勘察委员会曾于 1980 年和 1985 年两次召开“取土技术和取土器专题学术会议”,对于我国取土技术的改进和标准化、系列化进行讨论,并对各种不同类型的土层中的取土方法提出建议。

1992 年颁发了中华人民共和国行业标准《建筑工程钻探技术标准》和《原状土取样技术标准》。1994 年颁发的中华人民共和国国家标准《岩土工程勘察规范》对土样质量规定了 4 个级别,并规定了每个质量级别的土样能够进行的室内试验项目,其中的 I 级和 II 级土样相当于“原状土样”,但 I 级土样比 II 级土样有更高的要求。这一标准与国外的标准是类似的。国家

标准同时规定了各类取土器的技术规格,对采取 I 级和 II 级土样的钻探技术提出了要求,并规定了取土、土样储存和运输的技术要求[62]。上述标准的制定与颁布,说明我国已下决心将取土技术标准与工业发达国家的标准接轨,严格取土质量的技术要求,以提高我国勘察试验的质量,这是一个很大的进步。但从实践情况来看,无论在钻探设备与取土器规格、钻探技术与取土器入土方法等方面与国家标准的要求都相差甚远。低质量的大量取土试验是目前我国岩土工程勘察野外作业中的主要倾向,与西方工业发达国家相比,我国岩土工程勘察技术最落后的项目也就在取土技术方面,由于土样质量低劣,试验指标不能反映实际情况,使设计或者偏于危险,或者偏于保守,不能完全发挥工程勘察所化费用的应有作用,也使土工试验的技术进步不能收到提高试验结果可靠性与准确性的效果。

参 考 文 献

[1] 顾宝和. 岩土工程勘察技术现状及发展问题评述. 工程勘察,1998(4):3~8.

[2] 王钟琦等. 岩土工程测试技术. 北京:中国建筑工业出版社,1986:256~277.

[3] 林崇义. 兰州黄土中的触探试验,见:黄土基本性质的研究,中国科学院土木建筑研究所报告第 13 号.北京:科学出版社,1961.

[4] 王钟琦.电测静力触探仪的一些经验. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 18, 1978:153~156.

[5] 王钟琦等. 关于标准贯入试验及静力触探试验的标准化问题:第二届欧洲触探会议(ESOPT II).

[6] 陈强华等. 静力触探在我国的发展. 见:高大钊主编. 软土地基理论与实践.北京:中国建筑工业出版社,1992:198~210.

[7] 林在贯等. 岩土工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1994:175~176.

[8] 陈强华等. 静力触探预估打入桩的单桩承载力(单用探头).上海:同济大学学报,第 4 期,1984.

[9] 上海市标准.地基基础设计规范条文说明及背景材料汇编,1990.

[10]陈强华等. 静力触探预估打入桩竖向承载力参数. 见:高大钊主编. 软土地基理论与实践.北京:中国建筑工业出版社,1992:145~168.

[11] 铁路触探研究组. 静力触探确定打入混凝土桩的承载力. 岩土工程学报,创刊号,1979.

[12]北京地区建筑地基基础勘察设计规范 (DBJ 01-501-92).

[13]魏杰. 静力触探确定桩承载力的理论方法. 岩土工程学报,16(3):103~111.

[14]建筑桩基技术规范. (JGJ 94—94) .北京:中国建筑工业出版社,1994.

[15]朱小林. 孔隙水压力静力触探(CPTU)的理论与应用. 岩土测试专题资料.

[16]张诚厚等. 高速公路软基处理. 北京. 中国建筑工业出版社,1997.

[17]黄熙龄等. 旁压试验及粘性土变形模量的测定. 见:中国土木工程学会第一届土力学及基础工程学术会议论文选集.北京:中国工业出版社,1964:116~124 .

[18]张炜. 我国土工试验技术的现状与发展. 全国土工试验学术研讨会论文,1994.

[19] T. Kimura. Geotechnical model test of bearing capacity problems in a centrifuge. Geotechnique 1985 (35), No.1, 33~45.

[20] H.L. Jessberger. Bochum Geotechnical Centrifuge.
[21] H.L. Jessberger. A contribution to the behaviour of piled raft foundation. DISUSSION CONTRIBUTION TO THE INT. CONF. ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS London, 15-18 May 1989.
[22] 朱维新. 土工离心模型试验研究现状. 岩土工程学报,8(2):82～95.
[23] 包承纲. 我国离心模拟试验技术的现状与展望. 岩土工程学报,13(6):92～97.
[24] 张炜. 土工离心模拟试验技术综述. 军工勘察,1994.1:16～22.
[25] 长江科学院. 三峡二期围堰风化砂水下抛填的离心模型试验研究报告. 1994.7.
[26] 孙保卫等. 孔隙水压力测试与建筑抗浮水压力的确定. 工程勘察, 1998.3.
[27] 张在明等. 北京地区地下水对基础工程的影响.
[28] 武汉地区深基坑工程技术指南(WBJ 1-7-95),1995.
[29] 张在明等. 工程勘察与地基评价计算机专家系统. 岩土工程学报,1998.6:52～56.
[30] 沈小克. 岩土工程专家系统与计算机辅助岩土工程. 99岩土工程计算机高效率利用交流展示与研讨会专题报告之五,1999.5.
[31] 汪闻韶. 砂土液化问题的研究. 见:海峡两岸土力学基础工程、地工技术学术研讨会论文集,122～129.
[32] 饱和砂土振动液化综合介绍. 见:砂土液化问题汇编,黄委会勘测规划设计院地勘总队,1979.
[33] 华北勘察院. 对唐山、丰南地震砂土液化的几点认识. 勘察技术资料, 1977(1):24～32.
[34] 天津市建委地基震害调查组.天津市区地基震害调查综合报告. 勘察技术资料,1977(2):1～9.
[35] 天津市规划设计管理局. 天津市建筑地基基础震害的调查报告. 勘察技术资料, 1977(2): 10～19.
[36] 顾宝和. 饱和砂土地震液化的渗流规律和喷水冒砂机理. 见:勘察技术. 北京:中国建筑工业出版社,1977(2): 8～11.
[37] 王钟琦. 地震液化的宏观研究. 岩土工程学报, 4(3): 1～10.
[38] 方鸿琪等. 地震液化宏观机制及其震害效应. 工程勘察, 1980(1): 1～6.
[39] 华北勘察院. 从唐山钱家营矿工业广场勘察再谈饱和砂土地震液化问题. 勘察技术资料, 1977(6):27～35.
[40] 建筑抗震设计规范 (GBJ 11—89) . 沈阳:辽宁科学技术出版社,1989.
[41] 谢定义. 饱和砂土体液化的若干问题. 岩土工程学报,14(3):90～98.
[42] 聂守智. 在动荷载作用下饱和砂土的液化及其强度. 岩土工程学报, 2(3): 64～73.
[43] 张守恭等. 砂坡液化稳定问题的动三轴液化试验研究. 岩土工程学报, 2(3): 74～81.
[44] 韩玉明. 关于饱和砂土液化问题的探讨. 岩土工程学报, 2(3): 95～102.
[45] 中国科学院工程力学研究所地基组. 饱和砂土地震液化的评价方法及预防措施. 勘察技术资料, 1975(3):1～4.
[46] 周神根. 静力触探判别砂土液化. 岩土工程学报,2(3): 38～45.
[47] 天津市建筑地基基础设计规范(TBJ 1-88).

[48] 上海市工程建设标准.地基基础设计规范.(DGJ 08 - 11 - 1999).
[49] 汪闻韶. 土工抗震研究进展. 岩土工程学报,15(6):80～82.
[50] 王余庆等. 预测轻亚粘土液化势的统计公式. 岩土工程学报, 2(3):103～112.
[51] 钟龙辉. 轻亚粘土地震液化判定方法的分析. 岩土工程学报, 2(3): 113～122.
[52] 石兆吉等. 地震液化判别与评价的专家系统. 工程勘察, 1997(5): 5～8.
[53] 方鸿琪等. 唐山地震的发震机制与地震效应——关于唐山活动断裂带的初步研究. 工程勘察, 1981(2): 1～7.
[54] 林顺天. 多波列浅层地震勘探新技术在岩土工程勘察中的应用与研究.
[55] 郑铭藩. 浅层反射波法在上海地铁勘探中的初次试验研究. 工程勘察, 1998(5): 54～58.
[56] 李哲生. 瞬态多道瑞利波勘探技术在岩土工程勘察中的应用. 工程勘察, 1998(3): 66～68.
[57] 王士恩. 用瑞利波检验高喷防渗墙的施工质量及地层分布特征. 工程勘察,1998(6): 62～64.
[58] 王文德. 地震 CT 技术及其在工程地质勘探中的作用. 工程勘察, 1997(4): 65～68.
[59] 高大钊. 软土地基承载力的确定方法. 同济大学学报,1995(3):259～264.
[60] 魏汝龙. 软土取土技术及其改进. 岩土工程学报, 8(6): 113～125.
[61] 魏汝龙. 软粘土的强度和变形. 北京:人民交通出版社,1987.
[62] 岩土工程勘察规范(GB50021—94).北京:中国建筑工业出版社,1994

第四章　岩石高边坡的稳定与治理

第一节　岩石高边坡工程在经济建设中的意义及发展成就

岩石高边坡在我国的分布相当广泛,不论是自然滑坡、崩塌以及泥石流等地质灾害,还是人类工程活动引起的不稳定边坡灾害,都对经济建设和人民生命财产造成巨大损失。据统计,我国主要分布在24个省、市、自治区,其中四川省的工程滑坡发生的频次最高,其次为湖北、广东、海南、广西、云南、青海、甘肃等省。从总体上看,以西南和西北地区为主,它们的受灾频次完全受控于我国的地质和地理格局。

据有关部门报道,我国的滑坡、崩塌和泥石流等地质灾害,正随着资源的开发而加剧,我国每年由此造成的损失近300亿元。近十年来,全国400多个市、县受到严重侵害,有近万人死亡,一半以上的地质灾害是人为因素造成的。

随着我国社会主义经济建设的大规模发展,岩石高边坡研究、治理的作用与地位日益显得重要。在水电站工程、铁道工程、公路工程等建设中,经常需要开挖高边坡。高边坡的稳定性分析与高边坡治理常常是工程成败的关键技术,也是确保工程安全和降低建设费用的重要环节。

一、铁道、公路建设中的边坡工程

在铁道、公路建设过程中,人工开挖边坡,或筑路爆破,松动了岩体使坡体失稳而形成滑坡及崩塌,有一些工程是设计与施工不当而形成的,经常出现几万立方米至几百万立方米的滑坍事故。

以宝成铁路陕西省宝鸡至四川省绵阳段为例。这段铁路通过的地段大部分为深山峡谷区，河道婉蜒，山坡陡立，自然斜坡一般接近其临界坡度，稳定性较差。该地段岩性复杂，岩浆岩、碎屑岩、碳酸盐岩和变质岩均有分布，还分布有砾质土、粘土和黄土等。构造上以秦岭东西向构造带及龙门山华夏构造带为主体，经历多次构造变动。由于当时条件的限制，对复杂的工程地质条件缺乏足够的了解，加上为节省造价，限制修筑隧道，线路大多沿河绕行，不得不在较陡的地形条件下强行开挖路堑，因此高陡边坡多。据不完全统计，这段铁路的边坡开挖多达293处,

423km,占边坡开挖长度的53.0%。这些边坡主要集中在略阳—马角坝之间,由于存在问题较多,在后期边坡整治过程中,仅因洞口灾害严重而接长超过40m的隧道有26座,占隧道总量8.8%,隧道接长3.07km,占隧道总长的3.1%。通过整治后,工程边坡的稳定程度虽有很大改善,但目前仍存在与开挖有关的不稳定边坡99处,长度达26.6km,其中因开挖边坡过陡而尚未稳定的边坡30处,长度9.9km。一遇暴雨,常突然发生灾害,影响铁路运输,威胁人民生命财产的安全。

二、水利水电工程建设引起的滑坡

水利水电工程建设引起的滑坡有两类:一类是在水利工程建设中,因施工开挖等因素而造成的;另一类是在水利工程建成后,由于水库蓄水,放水或渠道渗漏等原因造成的。后者发生的次数比前者多,一般多发生在水渠或水电站建设比较多的地区,如甘肃、湖北、湖南、四川等省区。

国际上最为著名的滑坡事故为 1963 年意大利北部山区的瓦依昂水库滑坡,水库左岸的一个体积达 3×10^{7} ㎥ 的大滑坡在 30s 内填满水库,激起的涌浪越过 262 ｍ 高的坝顶冲向下游,毁坏了坝内地下厂房的大部分设施和下游的一个市镇,死亡 2 000 人,成为震惊世界的水库滑坡事故。

我国在水利建设过程中,因施工开挖等因素形成的滑坡,以云南漫湾滑坡损失最大。漫湾水电站位于云南省云县和景东县境内,为澜沧江中游河段梯级开发的第一座水力发电工程。其左岸在施工开挖过程中,1 号、2 号导流洞和泄洪洞的出口地段曾多次发生规模不等的岩体塌滑,其中尤以 1989 年 1 月 7 日发生在坝基下游侧边滑坡的规模最大,总方量 10.6 万立方米,严重地影响了整个工程的进程。滑坡处理耗资 1.2 亿元,延误工期一年以上,损失超过 10 亿元。此外,如二滩水库的金龙山滑坡,李家峡的坝前滑坡也都是水利水电建设中比较重大的工程事故。

乱建水电站而导致滑坡的事故也时有发生,比较典型的如广东广宁潭布第四水电站,是计划外工程,没有审批手续,设计施工都违反自然规律,水电站建在可能发生滑坡的‘ 崩岗 ’脚下,且因施工质量极差,对可能发生滑坡地段没有采取任何加固防御措施,终于在 1985 年 10 月 31 日发生了滑坡,3×10^{4} ㎥ 的强风化混合花岗岩土石掩埋了水电站,全部设备报废,死亡 12 人,经济损失 100 万元。

三、矿产资源开发引起的滑坡(崩塌)

矿产资源开发引起的滑坡(崩塌)主要由以下原因造成:

1. 由于在边坡、山体或陡崖下部开挖矿石,形成采空区,引起坡体变形,山体开裂而导致滑坡(崩塌);

2. 采矿时爆破,松动了岩体而使斜坡失稳;

3. 露天采矿中,由于坡上加荷、坡下开挖,或者违反边坡稳定规律进行开挖,或边坡设计不合理等人为因素影响而形成滑坡(崩塌)。

这类滑坡(崩塌)主要分布在四川、贵州、广东、湖北、河南、安徽和云南等省,其他省区零星分布。滑坡规模一般为几万立方米至几百万立方米。湖北省的采矿滑坡(崩塌)多发生在鄂西山区。鄂西山区山高谷深,地形切割强烈,且为多雨区,自然滑坡很发育,地质环境比较脆弱,所以采矿或其他人为活动稍有不慎就发生滑坡和崩塌,这里的采矿管理应有别于其他地区。另外,广东省的特点是地质环境比较优良,如果没有人为的乱采乱挖,有些滑坡灾害是完全可以避免的。

露天矿发生的滑坡,大多在数年或数十年中反复多次发生,地下采矿引起的滑坡在 80 年代以来明显增多,70％是 1980 年以来发生的。

四、边坡工程的研究现状及我国的研究成就

随着经济的飞速发展,人类对自然环境的改造、利用日益广泛。城市建设、铁道、公路及水

利枢纽的修建,露天开采矿产资源、煤炭资源等,都迫切需要进行边坡工程的研究和整治。边坡工程是岩土工程的一个重要领域,涉及到工程数学、力学、工程地质学等多个学科,其研究历史已达 100 多年。边坡工程研究的范围涉及所有人类工程活动所形成的各种人工边坡,也包含了自然滑坡及崩塌体。国际学术活动和技术合作非常活跃,边坡工程成为许多国际会议的中心议题或主要议题,还出版了许多对边坡工程的研究与治理有重要指导意义的专著和工程手册。

1958 年,美国公路局滑坡委员会就组织编写了《滑坡与工程实践》(Landslides and Engineering Practice),随后在 1978 年又出版了《滑坡分析与防治》一书。1977 年加拿大矿物与能源中心(CANMET)编写了《边坡工程手册》(Pit Slope Manual)共 27 册,从理论和实践两方面系统地对边坡工程进行了论述。近年来,一些特大工程的相继开发,出现了高边坡的整治和预测预防问题。

1986 年,在举行国际地质大会期间,成立了国际工程地质协会(IAEG),同时成立了"滑坡及其他块体运动委员会",它是世界上第一个专门研究滑坡及其防治的国际组织。该委员会除每年向 IAEG 提出工作报告以外,还向联合国科教文组织(UNESCO)提交全球灾害性滑坡年度报告。国际岩石力学与工程学会、国际工程地质协会均将边坡工程作为一个重要的课题进行学术交流和探讨。1995 年后,香港政府土木工程署出版了斜坡工程手册,总结了香港地区治理滑坡的工程经验,对斜坡工程提出了分析、计算和治理措施的建议。

国际工程地质协会在联合国科教文组织资助下,成立了全球滑坡登录工作组,对滑坡登记的内容、名词、标准等作了专门规定,计划建立一个完整的全球数据管理系统。1991 年 9 月 23～27 日在北京召开了"应用空间技术抵抗自然灾害研讨会",它是由中国国家科学技术委员会、中国国际减灾十年委员会与联合国外层空间事务司、亚太经济与社会委员会、联合国救济署(UNDRO)联合组织召开的。1992 年 2 月 10～14 日在新西兰 Christchurch 召开了第 6 届"国际滑坡会议"。1992 年 12 月 7～11 日在印度新德里召开了"国际滑坡会议"。1996 年 6 月 17～21 日在挪威 Trondheim 召开第 7 届"国际滑坡会议"

此外,国际岩石力学学会(ISRM)、国际工程地质协会(IAEG)、国际岩土力学与基础工程学会(ISSMFE)、国际大坝委员会(ICOLD)、国际地质科学联合会(IUGS)、国际地理学联合会(IGU)等组织都经常召开学术会议,滑坡研究大都是会议的重要讨论专题。

随着大规模经济建设的发展,国内的滑坡研究也日益广泛深入。70 年代铁道部成立了"滑坡分类与分布"专题研究组,对全国铁路沿线进行普查。在第六个五年计划期间,地质矿产部将"中国西南、西北崩滑灾害与山区斜坡稳定性研究"列为专题进行重点攻关。第七个五年计划期间,三峡工程地质地震专题组对三峡库区沿岸重点滑坡进行了登记和调查。第八个五年计划期间,水利水电部的"岩质高边坡稳定及处理技术"被列为国家重点攻关项目,由陈祖煜组织研究。80 年代以来,水利水电部门对龙羊峡、大生桥、鲁布革、拉西瓦、李家峡、安康、漫湾、五强溪、龙滩等工程的边坡工程进行了系统的研究,取得了丰硕的成果。

1994 年 1998 年由国家自然科学基金委员会和中国长江三峡工程开发总公司联合资助的重大项目"三峡船闸高边坡的变形与稳定"历经了四年的研究,为高边坡的理论与实践做出了创造性的贡献。该项目由张有天(中国水利水电科学院)、周维垣(清华大学)负责主持,参加研究的有孙钧(同济大学)、王思敬(中科院地质所)、董学晟(长江科学院)、陈德基(长江水利委员会勘探局)、朱维申(中国科学院武汉岩土力学研究所)、陈祖煜(中国水利水电科学院)、张楚汉、杨若琼(清华大学)及哈秋聆(三峡工程总公司技术委员会)、葛修润(中国科学院武汉岩土

力学研究所)、薛果夫、夏熙伦(长江水利委员会)、李焯芬(香港大学)、陆培炎(广东省水利科学研究所)、钱七虎(中国人民解放军工程兵学院)。其研究成果《岩石高边坡的变形与稳定》标志了我国岩石人工高边坡研究的一个新阶段,取得了科学和技术上的突破。

我国露天矿边坡稳定性研究从 50 年代开始。1965 年孙玉科、王思敬、孙广忠在"岩质边坡稳定性的工程地质研究"中提出"岩体结构"理论的学术观点,并先后提出岩质边坡岩体结构分类,边坡稳定性岩体结构分析,实体比例投影及其在露大矿边坡稳定性分析中的应用等理论,并于 1999 年 4 月出版了专著《中国露天矿边坡稳定性研究》[45]。自 80 年代以后,我国矿山边坡研究工作得到很大发展,先后对大弧山、尖山、磐石、攀钢石英石矿、平朔露天煤矿、抚顺露天煤矿、金川矿等几十个矿山的边坡进行了系统研究,取得了一系列的科研成果。其中,王思敬等、孙广忠、何满潮以及中国科学院地质研究所、马鞍山治金设计研究院和中国矿业大学等在露天矿边坡研究中都作出了重要的贡献。

边坡工程研究作为中国岩石力学与工程学会开展学术活动的重点。其所属的地面岩石工程专业委员会,于 1986 年召开成立大会及学术会议,会后出版了《中国典型滑坡》。1991 年召开第三次学术会议,会后出版了《自然边坡稳定性分析暨华蓥边坡变形研讨会论文集》。

80 年代初期,滑坡动力学作为独立的学科被提出来,1986 年 6 月在湖北宣昌召开的"我国典型滑坡实例学术研讨会"建议在我国开展滑坡动力学或滑坡运动学的研究工作。1995 年 2 月,胡广韬出版了《滑坡动力学》专著,系统地阐述了有关滑坡动力学的二十余项关键性理论和问题[38]。三峡总公司哈秋聆、崔政权主持的长江三峡滑坡的加固研究取得了重要的成果。

最近,提出采用"变形势"理论(Deformation-Power)对滑坡的失稳时间进行预测,取得了较好的效果,这在对 1995 年 1 月 30 日发生在甘肃省的黄茨滑坡的成功预测中得到了很好的应用。探讨以天—气—地—海的相互作用为出发点,将滑坡的发生作为地球总体运动的一个事件链,从能量的聚集、传递、释放等角度探讨滑坡发生的动力学机制,对滑坡进行预测的研究是一个新的研究思路。

边坡工程研究的理论基础需要多种学科的相互结合,相互渗透,不仅包括工程数学、工程力学、工程地质学、岩土力学,还应结合计算机仿真技术,岩土工程测试技术等手段。经过 100 多年的研究和发展,从边坡的规律性分析,到边坡的变形破坏机制的研究,以及边坡稳定性评价和预测预报,均取得了令人瞩目的成果,已初步形成边坡工程独立的学科体系。这一体系包括下列四个部分:

1. 边坡(或滑坡)的区域分布规律性研究;
2. 边坡的变形破坏机制研究;
3. 边坡的稳定性评价和预测预报;
4. 边坡工程治理。

事实上,边坡工程研究理论和治理技术多种多样,各有其优点和局限性,系统和完善边坡工程领域的理论研究和应用开发是一项艰巨的任务。

五、边坡工程理论研究的进展

我国在边坡稳定性分析与评价、滑坡的预测预报以及边坡的工程治理技术等方面都取得很大的进展,边坡工程理论研究作为解决工程问题的基础,我国的学者给以极大的重视,取得了下列六个方面的丰硕成果。

(一)边坡工程中的岩体结构控制理论

岩质边坡结构十分复杂,其稳定性取决于边坡的各类结构面的特征。中国科学院地质研究所孙广忠提出了"岩体结构控制论",并出版了《岩体结构力学》[12],将赤平投影法和实体比例投影法应用于边坡工程。美国华裔学者石根华提出了"关键块体理论",南京大学等提出了岩坡优势面控制论,认为岩坡的变形破坏受岩坡内的优势面所控制。王思敬等把断裂力学引入岩体结构。

(二)边坡工程中的分形理论

分形理论是美国数学家(B.B.Mandelbort)在1973年首次提出来的,主要研究自然界中一些具有相似但没有特征长度的图形或现象,其研究方法是通过确定图形或现象的分维数,以揭示该现象或图形的内在本质和规律。我国谢和平做出了重要的突破[19],周维垣、张公瑞将分形技术引入岩体网络生成,孙钧等提出了分形块体力学[26]。

边坡工程中开始应用分形理论进行有意义的探索。研究表明,边坡岩体结构常呈不规则分形体态,可以用分维来表征,利用分维可以定量地描述断层、层理、节理、泥化夹层等宏观结构面的形态特征、分布、产状及粗糙度等。同样,岩体的微观结构面或破坏面也呈不规则的分形状态,这种不规则反应了岩体破坏时的能量耗散及微观结构效应,也可用分维来表示。分维数是岩体变形破坏的某一统计特征量,分维数可以充当岩体变形破坏变量的角色进行岩体的强度和稳定性演化过程的分析。

(三)边坡工程中的3S理论

在信息社会中,全球是一个开放系统,3S系统已在地学领域取得初步尝试,1996年国际岩石力学学会年会上,利用3S技术在岩石工程建设中的作用已引起极大注意。所谓3S系统是指地理信息系统(GIS-Geography Information System)、遥感系统(RS-Remote Sensing System)和全球卫星定位系统(GPS Global Positioning System)。三者融为一体为边坡工程的防治与预测预报提供了新一代观测手段、描述语言和思维工具。

从1997年开始,崔政权、何满潮着手建立"三峡库区边坡稳态3S实时工程分析系统"。

(四)边坡工程的人工神经网络方法

人工神经网络(简称NN-Neural Network)是指由大量简单神经元经广泛互连构成的一种计算结构,是一种广义的并行处理系统。人脑的认知模式被认为是一种并行的分布式模式,神经网络采用类似于人大脑的神经网络的体系结构来构造模型仿真人的大脑功能,即把对信息的储存和计算推理同时储存在一个单元里。因此,在某种程度上神经网络被认为可以模拟生物神经系统的工作过程。

近年来,人工神经网络开始应用于边坡工程的稳定性分析和评价,对于解决复杂的边坡系统工程的稳定性问题提供了一条新的途径。

白占平针对露天矿发生的顺层滑坡,使用BP神经网络原理,建立了边坡系统状态识别人工神经网络模型,选择海州露天矿66次滑坡实例和34个典型非失稳边坡模型作为样本进行训练和预测,取得了显著成果。

(五)边坡工程的数值计算和仿真

应用数值方法进行边坡工程的计算具有下列独特的优点:

1.由于边坡具有复杂的边界条件和地质环境,如岩土体的非均匀性、非连续性,造成边坡工程问题的非线性等特性,这些问题要采用弹塑性理论和极限平衡分析解决,数值分析可以方便地处理上述问题;

2.数值方法可以得到边坡的应力场、应变场和位移场,非常直观地模拟边坡变形破坏过

程；

3．数值方法适用于分析边坡工程的分步开挖，边坡岩土体与加固结构的相互作用，地下水渗流，爆破和地震等因素对边坡稳定性的影响；

4．数值分析能根据岩土体的破坏准则，确定边坡的塑性区或拉裂区域，分析边坡的累进性破坏过程和确定边坡的起始破坏部位；

5．采用离散元法可以仿真边坡整体滑动的过程，对于预测边坡的破坏规模和方式具有重要意义。

近十几年来，孙钧、钱七虎、葛修润、周维垣、朱维申、卓家寿等从国外引进和自行研制了许多切实可行的数值分析方法用于解决边坡工程的计算。

另外，随着数值分析方法的不断发展，出现了不同数值方法的相互耦合，如有限元、边界元、无限元、离散元与块体元等的相互耦合，数值解和解析解的结合，以及非确定性的数值方法，如随机有限元、模糊有限元、概率数值分析等方法。这些方法的耦合能够充分发挥各自的特长，解决复杂的岩土工程问题。

(六)边坡工程中的可靠性分析

在边坡稳定性分析中，最基本的评价指标是极限平衡方程的解，传统的方法是采用以安全系数为度量指标的定值法。这种方法经过长期的工程实践证明是一种有效的工程实用的方法。但在某些工程设计中，按此法计算是安全的，实际运营却发生了破坏，其原因复杂多样，其中很重要的一个因素就是从理论上忽视了计算参数的不确定性。另一方面边坡以多大程度保证安全，定值法是无法确定的，而可靠性分析却能作出明确的回答。因此，在概率论基础上进行边坡可靠性分析，考虑边坡的各种影响因素的不确定性用概率来度量边坡的安全度，必将成为边坡工程研究的发展趋势。何满潮、杨强等将优化可靠性分析的边坡状态函数，实现MSARMA法与蒙特卡洛模拟法的有机耦合。

第二节　滑坡工程地质勘察的进展

在进行滑坡的稳定分析和防治治理之前，必须进行工程地质勘察工作，其目的在于查明滑坡的范围、规模、地质条件及其危害程度，探明滑坡产生的原因，判断其稳定程度，提供岩体的物理力学性质指标，预测发展趋势并提出预防与治理方案的建议。工程地质勘察技术的进展为边坡工程治理技术的发展提供了反映实际情况的可靠资料和监测滑坡稳定性变化的先进手段。

一、3S实时工程分析系统及在滑坡勘察中的应用

3S实时工程分析系统是指地理信息系统(GIS-Geography Information System)、遥感系统(RS-Remote Sensing System)和全球卫星定位系统(GPS-Global Positioning System)三者融为一体的概念，是一门新的高科技研究领域，目前已在地学界取得初步的尝试。近四、五年来，加拿大、美国、荷兰和日本等国已广泛致力于该系统的完善和实际应用。特别是1996年国际岩石力学学会年会上，对3S实时工程分析系统技术在岩土工程中的应用，已引起了极大的注意。

目前我国工程地质和岩土工程界对3S实时工程分析系统及在滑坡勘察中的应用，也已给予充分的重视和关注，并进行了技术研究和开发应用，为滑坡的科学预报和灾害防治，为边坡工程及滑坡的勘察提供了新一代的手段。

GIS是一种对空间信息以数字形式进行采集、编辑、处理、存储、组织、模拟和分析并显示的机助系统,由硬件、软件、数据和应用四大部分组成,其功能包括数据输入、数据管理、数据分析和数据表示四个方面。硬件的有效生命一般为3～5年,软件为7～15年,而数据则为25～70年或更长,并可根据实际工程需要,比较容易实现对数据的补充和完善。此外,GIS所具备的解析与分析功能,有利于数据库与其他先进的计算机分析系统进行接口和分析预测。

RS是应用遥感信息资料,包括卫片和航片进行解译、分析而得出的多功能信息资料,在地球上任何一点或一块的地形、地貌及地质条件都能有新的反映,包括对滑坡或滑坡体的实测及不同时段的观测资料。

GPS和GIS的结合还可用来实时实测空间数据,即实时准确监测危险岩坡的形变过程,可在瞬时产生目标定位。如用于滑坡的原位监测,其垂直的变位精度可达5ｍｍ,水平变位精度可达2ｍｍ。

综上所述,可以看出3S实时工程分析系统是一个完整的有机体,如果与专家系统结合,不仅具有自动采集和处理数据的功能,而且能智能式分析和运用数据,提供科学的决策及回答用户可能提出的各种复杂问题。

我国三峡库区现已建立了边坡稳态3S实时工程分析系统的基本框架,主要分为三个部分:接受处理系统,GIS地理信息系统和工程分析专家系统。在这个系统中,不仅可以输入、储存及处理工程地质勘察所获得的全部数据,而且还可以纳入更多的有关信息和资料,如水文、气象、地应力、地震等,这对掌握和发现滑坡的稳定和治理措施是完全必要的。在三峡库区的这个系统中,已初步建立了17年数据库,可把数据管理、工程咨询、专题图分析、工程报表、统计分析、系统维护等工作进行系统整理和输出应用。最终通过工程分析专家系统(ES),还可完成下面三方面的任务:

1. 库区边坡稳态的工程地质分区,即规律性评价;
2. 库区边坡的形成机制和稳定性的定量评价;
3. 危险边坡(滑坡)的预测和预报。

二、地质雷达探测技术的应用

地质雷达方法是一种用于测定地下介质分布的广谱电磁技术,从地面发射高频电磁脉冲波,利用其反射来探测目的体及其他地质现象。地质雷达图形以脉冲反射的波形形式记录。波形的正负峰分别以黑色和白色表示,也可以用灰度表示。这样,同向轴或等灰度、等色线均可形象地表征出地下反射面。

地质雷达图象可以反映出各种地质界面,如层面、结构面、断层、地下水面等,这些数据对探测与掌握岩石高边坡的滑动面显然是十分重要的。

三、岩石边坡稳定性的工程地质评价

岩石边坡稳定性的工程地质评价是一项复杂的综合评价,其复杂性主要表现在:

1. 系统规模大;
2. 评价指标的类型及量度标准不同;
3. 指标的描述方式不同,有定性的、半定量的和定量的多种形式;
4. 评价信息往往不完整。

由于这些原因,所以工程地质评价通常以定性描述为主,有较大的随意性和不确定性。近

几年来,人们尝试应用数学方法对评价过程进行定量或半定量的分析,并取得进展,如模糊综合评价、灰色聚类分析、数量化理论分析以及 SM2FCERS2 系统评价等。

SM2FCERS2 系统是由夏元友等提出的一种分析方法,它的机理在于应用多人参与的评价,并用多层次模糊数学方法进行综合评价[7]。

四、岩石高边坡的工程地质分类

为研究岩石高边坡的稳定和整治,在工程地质勘察的基础上,对边坡进行工程地质分类。但目前国内尚没有一个公认的统一的分类方法。

我国水利水电系统的岩石高边坡工程地质分类方法首先按地层岩性进行 I 级划分,按岩体结构进行 II 级划分,再按变形方式进行 III 级划分。这一分类体系比较完整地反映了影响岩石高边坡性状的主要因素及其相互关系,详见表 4-1。

岩质边坡的工程地质分类　　表 4-1

<table>
<tr><th colspan="3">按 I 级分类指标—岩性分类</th><th colspan="2">按 II 级分类指标—结构分类</th><th colspan="2">按 III 级分类指标—变形分类</th></tr>
<tr><th colspan="2">边坡岩性</th><th>说明</th><th colspan="2">边坡岩体结构</th><th colspan="2">边坡变形类别</th></tr>
<tr><td rowspan="2">火成岩</td><td>侵入岩类</td><td>如花岗岩、闪长岩、石英斑岩等</td><td colspan="2" rowspan="2">块状结构</td><td colspan="2" rowspan="2">滑动变形边坡</td></tr>
<tr><td>喷出岩类</td><td>如玄武岩、流纹岩、安山岩、凝灰岩等</td></tr>
<tr><td rowspan="5">沉积岩</td><td>碎屑沉积岩类</td><td>砾岩、砂岩、页岩等</td><td rowspan="6">层状结构</td><td rowspan="2">水平结构</td><td colspan="2" rowspan="2">张裂变形边坡</td></tr>
<tr><td>碳酸盐类岩石</td><td>如石灰岩、白云岩等</td></tr>
<tr><td>夹有软弱夹层的沉积岩类</td><td>如夹有泥化破碎夹层的砂岩、石灰岩等</td><td>同向缓倾结构</td><td colspan="2">崩塌变形边坡</td></tr>
<tr><td>软弱岩类</td><td>抗压强度很低、易风化剥落的岩石,如粘土岩、某些红砂岩等</td><td>同向陡倾结构</td><td rowspan="4">蠕动变形边坡</td><td>倾倒型</td></tr>
<tr><td>特殊岩类</td><td>指含有石膏、岩盐等易溶盐类、遇水变形或溶解的岩石</td><td>反向结构</td><td>扭曲型</td></tr>
<tr><td rowspan="2">变质岩</td><td>正变质岩类</td><td>如蛇蚊岩、云英岩、斜长片麻岩、角闪石片岩等</td><td>斜向结构</td><td>松动型</td></tr>
<tr><td>副变质岩类</td><td>如石英岩、大理岩、板岩、千枚岩、绿泥石片岩等</td><td colspan="2">碎裂结构</td><td>塑流型</td></tr>
</table>

第三节　岩石高边坡治理技术的进展

一、边坡治理的发展现状

边坡治理工程一般可以分为两类:一类是排除滑坡产生的诱因,或者恢复滑坡平衡状态的工程方法,即所谓控制滑坡产生的防治工程;另一类是通过设置阻止滑坡作用的构筑物,阻止滑坡移动,即所谓直接治理滑坡运动的工程。

滑坡控制工程法,一般采用排除滑坡处的地表水、地下水,改良滑动面软弱物质的性质,恢复和保持滑动面的平衡状态。滑坡治理工程法采用对滑坡体施加反作用力的方法,增加抵抗

滑动的作用,维持滑坡体的平衡。

排水包括排除地表水和地下水,这是防止滑坡的最好方法之一。

采用设置排水系统拦截流入不稳定边坡区的地表水流,采用排水廊道和钻孔等方法,排除并降低地下水,以减少滑坡体内的地下水动水压力和渗透压力,而且可以疏干岩土体的含水量,以增强岩土体的抗剪强度。如黄腊石坡,位于长江西陵与巫峡之间,湖北省巴东县下游1.5km的长江北岸。地下排水工程由各长150m的主平硐和左右支硐组成,同时布置垂直向排水井31个,井间距5～15m,竖井深入滑动面以下,并与主平硐连接将地下水排出。这是一个多层次、多方案治理的边坡,可以使滑坡在50年一遇的水文条件下保持稳定。

在20世纪50年代以前,锚固技术只是作为施工中的临时应急措施使用。自60年代以来,在修建永久性工程中也得到了广泛的应用。在隧道、桥梁、水利水电工程、建筑工程、国防工程中都大量采用,不仅在坚硬岩石、裂隙岩石中应用,而且在软岩、风化岩中都可以采用。过去我国采用从法国、瑞士、瑞典等国进口的锚索、锚杆设备。现在我国已可以制造锚固技术的各种设备和锚固材料。

边坡治理工程技术在国内外发展很快,大体可以分为三个阶段:

1. 20世纪50年代以前,治理工程以排除地下水和地表水为主,抗滑支挡工程主要作挡土墙。

2. 60～70年代,在以排水工程和挡土墙为主的同时,大力开发应用抗滑桩以解决挡土墙施工中的困难。欧美国家和前苏联多用钻孔钢筋混凝土灌注桩,桩径1.0～1.5m,深20～30m。日本则多用钻孔钢管桩钻孔直径400～500mm,深20～30m,孔中放入直径318.5～457.2mm,壁厚10～40mm的钢管,在钢管内外灌注混凝土或水泥砂浆,以增强桩的抗剪断能力。70年代后期,日本开始应用1.5～3.5m的挖孔抗滑桩。我国曾在贵昆线二梯岩滑坡治理中采用沉井式挡土墙,在成昆线建设中成功地使用大截面挖孔钢筋混凝土抗滑桩。由于抗滑能力大,对滑坡体的扰动影响小,施工方便,很快在滑坡治理中广泛应用,在治理大、中型滑坡中几乎取代了抗滑挡土墙。已使用的抗滑桩截面有1.2m×2.0m、1.8m×2.4m、2.0m×2.0m、2.0m×3.0m、3.0m×4.0m、3.0m×5.0m、3.5m×7.0m,深度15～35m,最深的达50m。70年代的中、后期,在深入研究抗滑桩受力状态和设计理论的同时,又研究开发了排架桩、刚架桩、椅式桩挡墙等新的结构形式,改变了抗滑桩的受力状态,节省圬工和钢材。

3. 80年代以来,在采用小直径抗滑桩的同时,为治理大型滑坡,开始采用大直径的挖孔抗滑桩。如日本在大阪府的龟之濑滑坡治理中采用直径5m,深50～60m的大型抗滑桩,在周围均匀布筋,只在滑动面附近设置型钢加强。抗滑支挡结构的另一个发展特点是锚索工程在滑坡治理中的大量应用。锚索可以与抗滑桩联合使用,或在加反力梁或锚墩的条件下单独使用。单根锚索承受的拉力500～3 000kN不等,长度一般30～60m,最长的达120m。由于锚索工程不开挖滑体,又能机械化施工,比抗滑桩工程节省造价50%。我国目前锚索的应用有两种情况:

(1)锚索与抗滑桩联合形成"锚索抗滑桩"。其受力状态是在抗滑桩顶部加2～4束锚索,以改变一般抗滑桩的悬臂受力条件,同时可以施加预应力使桩由原来的被动受力状态改变为主动受力状态,从而大大地减小了抗滑桩的截面和埋置深度,较普通抗滑桩节省投资约40%。

(2)用锚索单独稳定滑坡,即在滑坡体上设置若干条锚索,锚索锚固在滑动面以下的稳定地层中,用梁或墩作为锚索的反力装置,可以施加预应力来稳定滑坡。例如长江三峡链子崖危岩体加固采用了锚索,锚固力选用3 000kN、2 000kN、1 000kN级,锚索长度35m,直径分别为

135mm、175mm 和 217mm，间距为 4.0×4.0m、4.5×4.5m、5.0×5.0m，倾角为 25°、20°、15°。

二、岩石边坡治理技术在若干重大工程上的应用

(一) 三峡永久船闸高边坡加固处理（见图 4-1）

1. 工程概况与地质条件

三峡永久船闸位于长江右岸，坛子岭以北约 200m，距长江水边约 1638m，原地形高程在 220～250m 之间，开挖后形成南北两大高边坡，北坡最大高度达 170m，开挖坡角自上而下为：全强风化带 45°，弱风化带及其以下梯级坡段 63°～73°，下部闸室高为 40～68m，边坡为直立坡。

基岩主要为前震旦系闪云斜长花岗岩，岩石抗压强度（湿）90～100MPa，抗拉强度 2.65MPa，容重 27kN/m^3，变形模量 35～45GPa，一般硬性结构面的摩擦系数为 0.7，凝聚力为 0.2MPa。

岩体风化自上而下分为全风化、强风化、弱风化和微风化四个风化带。全风化带的厚度一般为 15～35m，平均 15～25m，最厚 46m；弱风化带上部变化极大，平均厚度 5m，但最厚可达 59m。

岩体结构可分为六类，即：整体结构、块状结构及似层状结构、次块状结构、镶嵌结构、碎裂结构和散体结构。弱风化带下部及微风化与新鲜岩体中，整体结构和块状结构占 80% 以上。根据地质测绘，共发现断层 77 条，以 NE～NEE 及 NNW 最为发育。与船闸轴线交角小于 30°的断层对边坡稳定最为不利，但该方向断层较少，且规模比较小。

边坡岩体由四种水文地质介质组成，渗透系数随深度迅速降低。

根据实测地应力资料，在船闸区最大水平主应力一般为 9.5～10MPa，方向为 NW40°，与边坡夹角为 29°。

2. 边坡稳定性的工程地质评价

通过上述工程地质条件的综合分析，对船闸区的高边坡岩体做如下工程地质评价：

(1) 边坡以微新岩体为主，岩体完整，整体强度高：断层多为胶结良好的裂隙性断层，不存在由单条断层引起的大规模失稳问题；

(2) 岩体结构面与边坡走向的夹角多大于 25°以上，连通性差，缓倾角裂隙不发育，不具备形成整体平面或圆弧滑动的边界条件；

(3) 区内地应力、地震力不高，对边坡稳定性影响小；

(4) 地下水渗透压力对边坡稳定影响显著，应采取合理的工程措施，降低边坡内水压力；

(5) 据物理模拟试验，有限元计算及极限平衡分析，最大水平位移在强风化岩及直立坡顶为 30mm 左右，垂直位移在 50mm 以内，南北坡的斜坡段和中墩上部存在拉应力区，坡脚为压应力集中和高剪应力区，个别断层出现剪切屈服，但边坡出现整体稳定的概率很小。边坡的局部稳定性是结构面组合形成的块体稳定，只有在施工时才能处理解决。

3. 边坡的加固处理措施

(1) 边坡排水：包括水源补给的截、防、排以及边坡体内地下水的疏排两方面：

消除水源补给的措施：包括阻止大气降水和其他地表水的入渗，隔断山体来水，防止水库渗水，以及消除闸室渗漏等，即在闸室两侧泄水区内设置排水沟，将地表水引离边坡，在边坡表面及马道面全面铺盖，防止降水入渗，设置防渗帷幕及幕后排水，截排上游库水。控制闸室混凝土的防渗质量，防止闸室内的水向边坡渗透。

山体排水:船闸区岩体的水文地质结构具有不均匀性,浅部的地下水补给强度与渗流速度远高于深部。故在山体内设置了七层排水洞,每层排水洞内向上打两排排水孔以疏干地下水,另外在直立坡上设置水平排水孔,将地下水排到闸室衬砌墙后面的排水管网内。

(2)系统支护:为了保持边坡的长期稳定,对边坡采取了系统的支护措施。对全强风化带边坡(1∶1),采取挂网喷混凝土支护,并设置排水管;对弱风化带边坡(1∶0.5),采取系统锚杆支护和挂网喷混凝土支护,并设置排水孔;对直立墙以上微新岩体(1∶0.3),采用系统锚杆和素混凝土喷锚支护。对于开挖时发现的松动区,裂隙张开或爆破裂隙发育,在马道以下3～5m内,普遍采取系统锚固。对直立坡也采用系统锚杆加固。

(3)随机支护:对于施工中发现的地质缺陷,如结构面发育区、岩体破碎区、断层带、节理密集带或局部不稳定块体等,需分别情况进行支护。

(二)天生桥二级水电站超高边坡处理

1. 工程概况与地质条件

天生桥二级水电站位于红水河上游南盘江,水电站厂房在中包山—芭蕉林地区。从厂房地基到调压井坡顶边坡高度达380m,堪称超高边坡。

工程场地的基岩为中三叠统砂岩与泥页岩互层,是典型的软硬相间的层状岩体。由于岩体条件和构造裂隙发育,岩层风化剧烈,在自然状态下的边坡就已经产生了多种变形和破坏,包括崩塌、滑坡、溃屈、倾倒和蠕变等。在这种地质条件下开挖超高边坡,必将产生很大的困难,特别在暴雨季节,险情不断,高边坡的稳定问题严重影响施工和工程的安全。

在这个工程中采取了综合治理措施,以抗滑桩、锚索和排水工程等方法成功地治理了这一超高边坡工程。治理面积达$50\times10^4 m^2$,总开挖量达$410\times10^4 m^3$,规模之大,国内外罕见。

2. 滑坡治理

对天生桥二级水电站的下包山滑坡,在进行滑坡滑动机理分析和稳定性分析的基础上,根据滑动面的位置,采取上部卸载和下部加压,顺层清理的方法,逐层解决。在关键地段采用抗滑桩穿过滑动面,抑挡岩体滑动;在岩体比较坚硬完整的斜坡地带,采用锚索或锚杆加固岩体;同时设置了排水沟、排水洞和排水孔,以排除地表水及地下水;在有些地段还设置了框架护坡等永久性护坡。

(1)抗滑桩治理:根据稳定性分析的计算结果,抗滑桩的截面尺寸为3m×4m,单排布置,桩的间距为6m。抗滑桩的竖向受力筋采用了15kg/m的轻型钢轨,每根抗滑桩能承受滑坡推力12 840kN。抗滑桩的长度为25～43m。采用人工挖孔方法成孔,采取间隔一个桩位的方式,分两期施工。在第一期抗滑桩浇筑过程中,滑坡的位移速率明显减缓,第二期施工结束后,观测孔显示滑坡已处于稳定状态。

(2)预应力锚索和锚杆:下包山滑坡的前缘主滑面以下地带有一层泥化不充分的夹泥层。为提高全开挖边坡的稳定性,在565～580高程间的坡面上,布置了224根锚索。根据空间有限元分析,每单位宽度剩余下滑力为2 106kN。若每根锚索提供的阻滑力为770～923kN,则每3m设一列,每列有7根锚索。

无粘结预应力锚索由锚固段、自由张拉段和外锚固段组成。

(3)框架护坡:是保证边坡长期稳定性的一种方法,也是滑坡综合治理不可缺少的组成部分,对岩质坡和土质坡都适用。

在下包山滑坡地段,整合强风化岩石和覆盖土层,都需要进行框架护坡处理。

根据工程实际条件,采用了两种形式:在滑面附近,框架节点设置长锚杆穿过滑面;距滑面

较远的坡面框架,节点设短锚杆与强风化坡面在一定范围内形成整体“保护壳”式框架。

综上所述,下山包滑坡治理,是采用多种方法的综合治理,在滑坡稳定分析和滑移机理分析的基础上,有针对性地对不同的地段不同的时期结合工地条件,采用恰当的治理措施,从而保证了施工期的安全,又保证了永久持续性运行的安全贮备。

经过多年雨季的考验,滑坡治理及建筑物都处于正常运行状态。通过监测及复核工作,得出滑坡治理效果大约是:减荷提高了 3.5%～10%,抗滑桩提高了 4%～8%,预应力锚杆提高了 1%,预应力锚索提高 13.5%,最终整体稳定安全系数提高约 30%,若滑坡体起动前,整体稳定系数为 1 的话,治理后的安全系数为 1.3。故下山包滑坡的综合治理是有效的,稳定性是有保证的。

这里应强调的是,滑坡的综合治理,必须建立在前期的工程地质勘察和岩土工程的综合分析基础之上。

(三)十三陵抽水蓄能电站上池西外边坡岩体稳定处理

1. 工程概况与地质条件

为了发电的需要,在十三陵水库左岸 600～700m 的蟒山顶上,修建了一个上池蓄水,作为抽水蓄能用水池。而上池西部的山体,是由倾向池外的数条缓倾角断层以及不良的岩体结构组成。这样就构成了,以破碎岩体结构为特征的不稳定边坡问题。

上池原为一单薄分水岭,池盆外侧自然边坡为 25°～35°,池盆内坡开挖后为 1∶1.5,宛如一天然堤坝。

西坡地层为中生代侏罗纪多次喷发形成的安山岩,并夹有安山质角砾岩及凝灰岩等。其下伏地层为陆相沉积砾岩,在高程 550m 以上,普遍分布有正长岩斑岩脉,厚度 5～10m,并与安山岩成断层破碎接触而倾向池外,在高程 520m 以下为砾岩,也与安山岩呈断层接触,有明显的挤压破碎特征,接触带附近岩体风化蚀变剧烈,形成 5～20m 的古风化壳。

受区域地质构造影响,西坡地质构造较为复杂:一是安山岩等火成岩为多次喷发形成,岩层产状变化大,层理不明显,其中又穿插多次侵入的岩脉,破坏了安山岩岩体的完整性;二是断裂构造发育,构造裂隙十分发育,各个方向均有节理,裂隙,裂隙密度可达 10～20 条/m,又受风化卸荷影响,裂隙大部张开,宽度多在 3～10mm 之间,大者可达 10～30cm,充填岩石碎屑及红黄色次生泥质土。

上池区无常年地表径流,包气带水主要由季节性大气降水补给水量甚微,地下水位一般在高程 500m 以下,仅在断层中见少量地下水,天然状态下断层泥呈软塑状。总体上看西边岩体属透水性较强岩体。

上池西坡岩体中发育缓倾角断层,其泥化软弱结构带的延伸方向与山体自然山坡基本一致,倾向池外,构成了潜在山坡岩体的滑动面,并与其他节理裂隙及小断层组合形成了联合滑动面。

因此试验、分析、研究滑动面上的泥化物质就十分重要。经现场压缩变形试验表明:泥化物的变形模量为 14～24MPa,断层破碎带 35～45MPa,强风化带上部岩土层 80～130MPa。泥化物含黏粒量为 35%～50%,矿物成分以蒙脱石和伊利石为主,其中蒙脱石含量一般占 50%～70%,属膨胀性粘土。

2. 治理措施

为保证上池西外边坡的稳定和安全,采取了综合治理的措施,采用 56 根抗滑桩,桩深一般为 5～40m,最深 45m。桩的截面尺寸为 2m×3m,少量 3m×4m,其中 43 根为预应力锚索抗滑

桩。

第四节　滑坡监测和预报

一、国内外研究现状

根据文献报道,意大利、美国、加拿大等国已经对滑坡监测资料实行数据库管理。我国虽然起步比较晚,但进展比较快,在一些监测资料比较丰富的地区,如三峡库区重点滑坡、龙羊峡库区重点滑坡等已经进行这方面的工作。

80 年代以来,我国的监测技术取得了显著的进展,例如中芬科技合作的京密供水工程、中加合作的葛洲坝水电站综合自动化计算机监测系统、新滩滑坡、链子崖危岩体、二滩库首金龙山蠕变体、龙羊峡近坝库岸稳定性研究等项目中所采用的监控自动化和通信技术在国内外水利水电建设中都处于先进水平。

监测仪器设备的研制也取得了很大进展。在变形监测方面,专用边角网和连续引线法、弦矢导线法和引张导线法等在葛洲坝水电站和白山水电站工程中被成功地应用。在应力监测方面,一系列大型自动监测装置研制成功并用于实际工程,例如 1985 年南京自动化研究所制成的 BHZ-1 型的内部观测自动监测装置以及 BZC-A 型大坝自动测量系统,1984 年南京电力自动化设备厂研制成能消除接触电阻和长导线电阻影响的 SBQ-4 型电桥;与之相应配套的有天津勘测设计院研制的 YKJ-1 型遥控集线箱的 SJ-900 型检测仪,由此组成的便携式小型遥控集测系统。最近,KHB-2 型滑坡综合检测报警仪与 SJ-1 型六道声发射检测仪的问世,为研究滑坡的发生、发展过程的变化规律创造了条件。

滑坡是严重的地质灾害之一,破坏时间的预报,一直是国内外十分重视的研究课题。50 年代,日本学者斋滕迪孝通过室内试验和现场位移监测,首先提出了土坡变形的斋滕经验预报公式。1963 年 10 月 9 日瓦依昂水库失事,以及后来的许多滑坡事故,促使去探索滑坡的预报方法。Campanella、Vaid 等人提出了蠕变过程分析法,Y.K.Liaing 根据 Singh 等推导的蠕变方程和应力函数公式,提出了破坏时间预报的解析方法。80 年代以来,我国学者开展了大量的研究工作,晏同珍采用 Verhulst 模型和泊松旋回理论对滑坡的短期预报进行探索,在临滑前预报精度较高。崔政权提出的剃度—正弦模型可用于短期预报。陈德基根据我国长江沿岸滑坡发生规律,提出了滑坡概率预报思路。张倬元提出了黄金分割预报法。陈东明应用灰色理论模型作了短期预报。薛果夫等探讨了以降雨量为参考判据,破坏性转移时间的概率预测。周创兵等提出了正交多项式最佳逼近模型及耦合模型。秦四清将突变理论引入边坡失稳预报中,并取得初步成功。

滑坡预报分为临滑预报与趋势预报两大类。

临滑预报是指预报数天内发生的滑坡,即在边坡变形进入加速发展的后期进行的整体破坏时间预报。临滑预报是滑坡预报中难度最大的数值预报,成功的临滑预报能够真正地避免或减轻滑坡灾害,具有巨大的经济效益和社会效益。三峡新滩预报的成功就是一个明显的案例。

趋势预报是指预先判断数月或数年后边坡稳态发展趋势的预报。趋势预报又可以划分为短期预报、中期预报和长期预报三类:短期预报是预先判断数月内滑坡发生或复活的预报;中期预报是预先判断数年内滑坡发生与发展的趋势;长期预报是预先判断数十年内滑坡发生与

发展的趋势。

二、滑坡发生发展特性

滑坡的发生发展有其自身的规律,为了正确预报滑坡,对我国滑坡与地域、降水等因素的关系进行了资料收集与分析,得到了许多规律性的认识。

(一)地域特性

构造环境和地理气候环境不仅影响滑坡的分布与数量,而且对滑坡的规模、变形机制和滑动方式都有重要的影响。

我国陕甘地区的气候干燥重力地质现象发育,滑坡具有丰富的物质来源,一遇大雨,便会诱发滑坡或使古滑坡复活。

我国西南地区是典型的构造活跃区,也是有名的滑坡区。白龙江上游泄流坡滑坡本世纪曾发生过六次滑动,每次都堵塞白龙江。川东鄂西三峡地区,从湖北宜昌至重庆长667km的长江及其支流两岸分布着几百个大大小小的滑坡,其中相当一部分在历史上曾多次滑动,如新滩、黄腊石、宝塔、藕塘等。

在华南及港澳地区,降雨量大,水的作用成为滑坡发生发展的主要因素。香港地区为火山岩强烈风化带,岩性是褐红色粘质、砂质粉土,为红土化形成的坡积残积土。坡残积土渗透性好,在暴雨期间含水量变化快,而与滑坡泥石流的发生密切相关。如1993年11月4～5日,香港大屿山区发生过特大暴雨,24小时最大雨量为742mm,相当于100年一遇的降雨量,这次暴雨大屿山地区的自然滑坡泥石流达838处,人工边坡失稳约300处。

(二)时间分布特性

根据1949年至1990年42年间的滑坡资料分析,斜坡的变形呈波动起伏的上升趋势,1977年以后出现加速的现象。1958、1971和1981年分别为三个周期的丰值年段,成灾频率具有10～13年的重要周期。据万县地区的资料,表4-2显示,自清朝以来,滑坡频率显著上升,同时随着人类经济活动的加剧,滑坡引起的经济损失大幅度增长。

万县地区滑坡灾害统计(1990)　　表4-2

项目 / 时代	滑坡次数			伤亡人数		毁地(亩)	毁粮($\times10^4$kg)	其他损失(万元)	年数
	中型	大型	巨型	死	伤				
清		5	2	1077					267
民国	2	3	5	75	16	1844	17.9	25.6	37
建国后	92	105	60	116	68	19420	414.7	2211.8	41

注:引自参考文献[79]。

(三)滑坡与降水的关系

降水是引起滑坡最为明显的因素,许多滑坡在变形经历一定时间后,经一场大雨诱发而突然滑动,或者事先根本无明显变形而在一场暴雨中迅速滑动。部分近代滑坡与降水的关系见表4-3。

部分近代滑坡与降水的关系统计表　　表4-3

时间	地点	降水情况	滑坡概况	损失
1981年夏	四川	连续暴雨,河水猛涨	全省出现6万余处	直接损失3万元
1990.8.11	天水	暴雨	锻压机厂后坡2×10^5m^3	埋6个车间,死7人

1991.9.23	昭通	连降暴雨	顺层高速滑动,体积 $18\times10^6\,m^3$	死 216 人

续上表

时　间	地　点	降水情况	滑坡概况	损　失
1989.7	四川华莹山	700年一遇的暴雨	崩塌、滑坡与泥石流并发	死259人,直接损失1.2亿元
1951.8	宝天线 K1259	连续降雨23天		
1963.8	宝天线 K1358	连续降雨27天		
1965.11.22	云南禄功	暴雨	体积 25×10^7 m^3,后转化为泥石流	死444人,堵塞河道成湖
1990.8.7	云南保山	大雨	位于汶山乡小河村	死10人
1990.9	甘肃	持续大雨	分布于陇南、甘南、天水	
1955.8.18	宝鸡卧龙寺	大雨之后	2×10^7 m^3 土体整体下滑	
1984.7.29	四川雅安	日降雨量超过300mm	引发大量滑坡、崩塌	
1981.8	宝成线	百年不遇特大暴雨	沿线出现数十处	
1981.8.26	甘肃徽县	滑动5天前连续降8天雨,雨量309mm	大宝顶滑坡 68×10^4 m^3	
1982.7.28	四川鸡扒子	特大暴雨	体积 13×10^6 m^3	堵塞长江航道
1935.7.13	新滩柳林	连续7日暴雨	体积 15×10^5 m^3	20余户民房推入江中
1985.6.12	新滩	滑前有连续中至小雨	体积 2×10^7 m^3	
1956 1961 1981	宝成线小楚坝	每次降雨量超过前次滑动时降雨量时便再次滑动	1961年降雨量超过1956年,1981年又遇大暴雨	
1983.8～10	汉江黄龙滩	连续降雨52天	出现大量滑坡	出现涌浪,减少库容

注:引自参考文献[79]。

(四)地震诱发滑坡的资料

地震是另一个诱发滑坡的因素,但由于单纯的滑坡变形预测模型中无法叠加地震作用力,因此只能通过地震预测来作宏观定性的判断。地震诱发滑坡的资料见表4-4。

近代地震诱发的滑坡事件　　表4-4

时　间	震　中	震　级	滑坡地点	滑坡概况	后　果
1786	泸定		大渡河右岸木岗岭	堵塞河道成堆石坝	9天后溃坝
1084.9.14	日本御岳山	6.8	南山坡	体积 36×10^6 m^3,滑行10km	为日本第3大滑坡
1945.11.2	前苏联托克托古尔		沿纳伦河两岸	体积 5×10^6～6×10^6 m^3,堵塞河道	
1966.2.5	云南东川	6.5	大白河两岸,东江	沿断裂呈线性分布	
1951	云南剑川	6.0	剑川、洱源、丽江	山崩与滑坡并发	
1974.5	云南大关	7.1	马边—大关地震带	大规模山崩滑坡	形成地震湖
1856	湖北咸丰	6.25		滑坡崩塌堵塞河流	形成汪大海小南海
1933	四川迭溪	7.5	周围15km	大量滑坡	形成三座百米高堆石坝

注:引自参考文献[79]。

(五)破坏前的变形速率

滑坡体的变形速率是判断滑坡体稳定状态的重要依据。通常认为,滑坡体的变形速率达到10mm/d左右时,滑坡已接近临界破坏状态。表4-5给出了一些滑坡临滑破坏速率,是很有参考价值的数据。

某些滑坡滑动破坏前的变形速率　　表 4-5

滑坡名称	滑动破坏前的变形情况
酒埠江 2 号滑坡	破坏前 1 个月裂隙宽度每天增加 10mm 左右
宝成线李家河滑坡	破坏前 22 天平均水平位移速率 8.2mm/d 平均垂直位移速率为 9.2mm/d
成昆线 377 号滑坡	滑前水平位移 5～10mm/d,垂直 1～5mm/d
瓦依昂滑坡	滑前 15 天 10mm/d,滑前 1 天 400mm/d
盐池河崩塌	滑前 15 天垂直位移速率 25～28mm/d 滑前 1 天为 1008mm/d
新滩滑坡	破坏前 28 天 463mm/d
黄龙西村滑坡	滑前 6 天 7mm/d,滑前 1 天 300mm/d

注:引自参考文献[79]。

三、滑坡预报研究成果

"八五"国家科技攻关项目"岩质高边坡勘测及监测技术方法研究"中,长江勘测技术研究所提出了一个通用性较强的边坡监测数据处理预报软件系统,该系统容数据库管理、资料分析管理、边坡失稳预测预报软件为一体,实现资源共享,满足资料调阅、机制分析和预测预报的需要。在数据预处理和预报方法上,结合变形机制采用灰色理论、分维理论、突变理论以及统计数学方法,建立了变形阶段判别、中长期预报、短期预报和临滑综合判断等四个层次,使预报逻辑性更强、条理更清晰[79]。

短期预报是在岩体变形进入加速阶段后,利用变形监测资料以及影响变形失稳的主要外部因素资料对滑坡失稳时间及变形趋势作出预测。预报的期限为几个月,甚至数天。滑坡进入加速阶段后,变形速率持续增加,要求变形预测精度进一步提高。

在进行滑坡变形趋势及失稳时间预测后,特别在作出滑动即将发生的预测时,为了提高预报模型精度,建立了以降雨敏感性、变形速率反正切角、物理地质现象、变形均一性、起动降雨量五个参数为评判指标,以灰色聚类为原理的,滑坡危险程度综合判断模型,开发了综合判断软件。

四、新滩滑坡预报

1985 年 6 月 12 日凌晨,在长江西陵峡上段,兵书宝剑峡出口处,新滩镇一带,发生了巨型堆积层滑坡,滑动总体积达 $2\times10^7\,m^3$,新滩古镇毁于一旦。由于对滑坡及时的临滑警报,全镇 1 371 人无一伤亡,为滑坡灾害史上一大奇迹。既使人们对战胜滑坡灾害充满信心,又看到防治滑坡灾害的艰巨性。

滑坡区处于黄陵背斜西翼,岩层走向与长江近于直交。区内基岩从东向西依次为志留系砂页岩、泥盆系砂岩、石炭系灰岩及二叠系灰岩与煤层。在长江河谷下切过程中,坚硬的砂岩与灰岩形成高达 300～450m 的西侧陡壁,其平均坡度在 60°左右,陡崖区受裂隙切割,崖脚又有软弱页岩与煤层分布,长期在卸荷、沉陷、溶蚀及重力作用下,崩塌频繁,崖壁不断后退,崩落物堆积于页岩凹槽地带,形成新滩堆积大斜坡,成为滑坡的物质基础。

历史上新滩地区曾发生过近十次的崩塌和滑坡,体积数百立方米至上万立方米。长期严密监测与详细地质勘测是预报工作的两大基点。对于大规模松散堆积斜坡,只有多点观测才能掌握各部分不同的变形特点和趋势。自 1968 年以来,长江流域规划办公室对斜坡及其邻近

地区进行了大量勘探，并于 1977 年 11 月开始，会同湖北省西陵峡岩崩调查处进行了地表位移长期观测。

对新滩滑坡体的预报分为 3 个阶段：

1. 1969 年 12 月，长江流域规划办公室在“新滩黄岩边坡稳定性工程地质调查报告”中，将姜家坡斜坡划为危险边坡，建议迁走姜家坡上及新滩镇上下两端居民点，并建议设立长期变形观测站。

2. 1983 年雨季前，观测资料表明，姜家坡斜坡完成了由松脱式滑移向整体式推移转化，滑坡位移量和位移速率急剧增大。1983 年 5 月湖北省西陵峡岩崩调查处报告：总方量 13×10^5 ㎥ 的姜家坡堆积物正处于复活状态，具整体滑移性质，威胁到新滩镇的安全。

3. 1984 年底旱季的观测资料说明姜家坡斜坡仍在剧烈变形，据此，1985 年 3 月 1 日长江流域规划办公室报请湖北省政府督促实施从新滩镇撤离居民的工作，力争在雨季前完成。并指出滑坡滑动的方向为南偏西，指向新滩镇东街。5 月 29 日，湖北省西陵峡岩崩调查处的紧急报告称：姜家坡 13×10^5 ㎥ 的土石呈整体滑动迹象，运动方向为南偏西，直指新滩镇。两个报告均第一次指出了可能发生大滑坡的时段，即 1985 年雨季或 5 月 9 日以后，已是临滑报警了。

新滩滑坡预报成功的基本经验在于：

1. 有长达 17 年较充分的地质勘察资料和 7 年以上的变形观测资料；

2. 合理布置以及及时调整了监测部位和方法，有效地捕捉了不同部位和不同变形阶段的位移大小、方向和变化规律；

3. 位移观测和宏观调查相结合，点面结合，及时掌握了各种滑坡先兆及其发展动态。

新滩滑坡预报成功的经验再次说明滑坡预报的正确途径和方法，应当是首先到现场详细考察所要预报的边坡体，搞清楚其工程地质条件；然后根据已掌握的边坡动态变化信息资料，分析研究滑坡可能的破坏机制，以及促进滑坡稳定的各种因素，找出滑动力和抗滑力的比例关系，就不难得到预报的判据。

新滩滑坡发生以后的研究进一步提出了各种预报滑坡发生时间的方法。

用前述预报软件，利用控制性监测点 A3 从 1984 年 1 月到 1985 年 1 月的观测资料进行预报，数据的间隔时间为 45 天，得到预报破坏的时间为 1985 年 5 月 27 日，与实际滑坡时间相差 16 天。

也有采用斋滕迪孝的经验预测法预报，当采用 1985 年 2 月 4 日至 5 月 14 日的资料，预测破坏日期为 6 月 10 日；若采用 3 月 13 日至 5 月 14 日的资料，预测破坏时间为 6 月 14 日，实际发生滑坡时间是 6 月 12 日。

参 考 文 献

[1] 孟晖、湖海涛. 我国主要人类工程活动引起的滑坡、崩塌和泥石流灾害. 工程地质学报，1996(4).

[2] 林在贯、高大钊等. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994.

[3] 林宗元等. 岩土工程治理手册. 沈阳：辽宁科学技术出版社，1993.

[4] 邹成杰等. 典型层状岩体高边坡稳定分析与工程治理. 北京：中国水利水电出版社，1995.

[5] 刘传正等.宝鸡市狭家坡滑坡稳定性研究.工程地质学报,1998(2)
[6] 杨志法等.关于岩土工程类比法的研究.工程地质学报,1997(4)
[7] 夏元友等.岩质边坡稳定性多人多层次模糊综合评价系统研究.工程地质学报,7(1)
[8] 张作辰.滑坡地下水作用研究与防治工程实践.工程地质学报,1996(3)
[9] 谷振德.岩体工程地质力学基础.北京:科学出版社,1979.
[10] 孙广忠.中国滑坡地质灾害及其研究.北京:科学出版社,1988.
[11] 孙玉科.赤平投影在岩体工程地质力学中的应用.北京:科学出版社,1980.
[12] 孙广忠.岩体结构力学.北京:科学出版社,1988.
[13] 孙玉科.21 世纪中国大型工程与工程地质问题.工程地质学报,1995(4)
[14] 罗国煜,阎长虹.岩坡系统分析与可靠性评价.地质学报,1994(2)
[15] 祝玉学.边坡可靠性分析.北京:冶金工业出版社,1994.
[16] 何满潮.露天矿高边坡工程.北京:煤炭工业出版社,1991.
[17] 王泳嘉,邢纪波.离散单元法及其在边坡工程中的应用.长春:东北工学院出版社,1991.
[18] 黄润秋,张倬元等.高边坡稳定性的系统工程研究.成都:成都科技大学出版社,1991.
[19] 谢和平.分形几何及其在岩石力学中的应用.岩土工程学报,1992(2)
[20] Chandra, S. S. etl. Constitutive Modeling and Analysis of Creeping Slopes. Jouranl of Geotech. Eng. 1995.
[21] 何满潮.抚顺西露天煤矿北帮边坡稳定性分析.长春地质学院硕士论文,1995.
[22] 王思敬.金川露天矿边坡变形机制及过程.岩土工程学报,4(1)
[23] 徐卫亚.长江三峡工程工程地质力学研究.北京:中国三峡出版社,1997.
[24] 徐卫亚,王思敬.关于三峡永久船闸高边坡快速施工地质超前预报的几个问题.工程地质学报,1994(4)
[25] 孙钧,凌建明.三峡船闸高边坡岩体的细观时效损伤行为及稳定性分析,(报告),1996.
[26] 张子新,孙钧.分形块体力学及其在三峡船闸高边坡岩土工程中的应用,1996.
[27] 朱维申,张玉军.三峡船闸高边坡节理岩体稳定性分析及加固方案初步研究.岩石力学与工程学报,1996(4):305～311
[28] 葛修润,刘建武.加锚节理抗剪性能研究.岩土工程学报,10(1):8～19
[29] 朱维申,王平.适于软岩的新型锚固体系的数理模拟研究.见:中国岩石力学与工程学会广州会议论文集,1998:493～499
[30] 李术才,朱维申.加锚断续节理岩体力学特性的研究及其应用.煤炭学报,22(5):490～494
[31] 杨林德.岩土工程问题的反演理论与工程实践.北京:科学出版社,1996.
[32] 哈秋聆,刘国林.岩石边坡卸荷岩体工程地质研究.北京:中国建筑工业出版社,1997.
[33] 崔政权.系统工程地质导论.北京:水利水电出版社,1989.
[34] 林宗元等.岩土工程勘察设计手册.沈阳:辽宁科学技术出版社,1996.
[35] 高大钊.土力学可靠性原理.北京:中国建筑工业出版社,1989.

[36] 秦四清.斜坡平面滑动失稳新理论的探索—刚度效应失稳理论.水文地质与工程地质,21(5).

[37] 傅冰骏.滑坡灾害研究中的几个问题.见:岩土工程论文集.武汉:中国地质大学出版社,1996.

[38] 胡广韬等.滑坡动力学.北京:地质出版社,1995.

[39] 孙钧,林韵梅.岩石力学新进展.沈阳:东北工学院出版社,1989.

[40] 高大钊.岩土参数的变异性及分布拟合.见:岩土力学参数的分析与解释讨论会论文集.1986.

[41] 崔政权.巴东县城区主要地质问题暨紧急防治对策.见:三峡库区地质环境暨第二届中日地层环境力学国际学术讨论会论文集.北京:煤炭工业出版社,1996.

[42] Nguyen, V. U. Determination of critical slope failure surface. Jouranl of Geotech. Eng. ASCE,1985.

[43] Brawner, C. O. and Milligan, V. Stability in open pit mining. New York,1971.

[44] Dodd, S. Stability of rock slope. Proceedings of Thirteenth Symposium on rock Mechanics. New York,1972.

[45] 孙玉科,杨志法等.中国露天矿边坡稳定性研究.北京:科学出版社,1999.

[46] 姚宝魁.地面岩体工程处理加固及稳定性评价进展.见:地面岩体处理及加固研究新进展.北京:中国科学技术出版社

[47] 苏伯苓,姚爱军等.黄河公伯峡坝前高陡岩坡稳定性分析.见:工程地质、水文地质、环境地质论文集.北京:地震出版社,1993.

[48] 何满潮,姚爱军等.三峡库区巫山县一带边坡稳态定量分析.见:地面岩石工程锚固与注浆技术学术研讨会论文集.北京:地震出版社,1997.

[49] Fujita K. Obayashi, S. and Kasa, K. Some aspects of landslide prediction using satellite remote sensing data. Landslides, 1996.3.

[50] 朱大勇,周早生.边坡全局临界滑动场(GCSF)理论及工程应用.土木工程学报,32(3)

[51] 周维垣,杨延毅.节理岩石的损伤断裂力学模型及应用于坝基稳定分析.水利学报,1990.

[52] 周维垣,杨若琼等.岩体边坡非线性卸荷及流变分析.岩石力学与工程学报,1997.6.

[53] 麦家煊,杨若琼等.拉西瓦水电站原位洞三维弹脆性反分析.见:岩土与水工建筑物相互作用研究成果汇编,1992.

[54] Hovland, H. J. A. S. Three Dimensional Slope Stability Analysis Method. ASCE Journal of The Geotechnical Engineering Division, 103(GT9)971~986

[55] 潘家铮.建筑物的抗滑稳定和滑坡分析.北京:中国水利水电出版社,1980.

[56] 邬爱清,周火明.岩体三维节理网络模拟技术及其在三峡工程中的应用研究.长江科学院院报,1998(8)

[57] 盛谦.三峡船闸高边坡开挖加固数据模拟分析.长江科学院院报,1999(1)

[58] 石根华.数值流形方法与非连续变形分析.北京:清华大学出版社,1997.

[59] 周维垣,寇晓东.无单元法及在岩土工程中的应用.岩土工程学报,20(1):5~9

[60] 张有天,周维垣.岩石高边坡的变形与稳定.北京:中国水利水电出版社,1999.

[61] 乔建平.滑坡减灾理论与实践.北京:科学出版社,1997.

[62] 韩会增,文江泉等.南昆线膨胀岩边坡塌滑机理与防护措施.岩土工程学报,18(2).

[63] 殷跃平,康宏达等.三峡链子崖“五万方”危岩体锚固工艺设计.工程地质水文地质,1995(3).

[64] 翟才旺.黄河小浪底工程泄水建筑物出口边坡稳定分析及工程治理.西北水电,1996(2).

[65] 王恭先.抗滑桩支挡建筑物的发展动向.见:滑坡文集(第十三集).北京:中国铁道出版社,1998.

[66] 王恭先.滑坡防治中两个关键技术的研究.见:海峡两岸土力学及基础工程、地工技术学术研讨会论文集,1994.

[67] 王俊石.预应力锚抗滑最优化设计.西部探矿工程,11(2)

[68] 高广礼.龟山滑坡体岩土工程整治.西部探矿工程,11(3)

[69] 周志芳,汤瑞凉.降雨—地下水对边坡稳定性作用机理探讨.见:国际滑坡与岩土工程学术会议论文集,武汉:华中理工大学出版社,1991.

[70] 王成华.龙羊峡水电工程近坝库岸大型滑坡预测.见:全国滑坡学术讨论会论文集.成都:四川科学出版社,1989.

[71] 王思敬等.大型高速滑坡的能量分析及其灾害预测.见:全国滑坡学术讨论会论文集.成都:四川科学出版社,1989.

[72] 王成华.大型水库滑坡研究的几个问题.见滑坡文集(第九集),北京:中国铁道出版社,1991.

[73] 于济民.滑坡时间预报理论与报警装置.见:滑坡文集(第十集).北京:中国铁道出版社,1993.

[74] 晏同珍.滑动时间的预测预报.见:滑坡论文选集.成都:四川科学出版社

[75] 秦四清,张倬元等.顺层斜坡失稳的突变理论分析.中国地质灾害与防治学报,1993(1)

[76] 于济民.滑坡预测预报技术综述.兰州大学学报,1992 增刊

[77] 庆同荫.高速滑坡判别准则.工程地质,1992(2)

[78] 刘家庆.利用蠕变特征预报岩石滑坡破坏时间的方法探讨.岩石力学,第 11 期

[79] 长江勘测技术研究所.边坡监测数据处理预报软件研究及应用,1995.3.

[80] 崔政权,李宁.边坡工程理论与实践最新发展.北京:中国水利水电出版社,1999.

第五章　岩石地基的利用和加固

人类利用岩石做地基可以追溯到很久,早在远古时代,我们的祖先就学会在岩石上修建房屋和道路。公元前2700年左右,古代埃及的劳动人民修建了金字塔。公元前6世纪,巴比伦人在山区修建了“空中花园”。公元前613～519年中国人民在安徽淠河上修建了历史上第一座拦河坝。公元前256～251年,在四川岷江修建了驰名中外的都江堰水利工程。公元前221～206年在北部山区修建了万里长城。在修建过程中,不可避免地要运用有关岩石地基方面的基本知识。但是作为岩石力学中一门分支学科,岩石地基研究是从20世纪50年代前后才开始的。当时世界各国正处于二战后的恢复时期,大规模的经济建设,尤其是高坝建设,有力地促进了岩石地基方面的研究和实践。此后,经过大约半个世纪的不懈努力,不论在理论研究,还是在工程实践方面都取得许多突破性进展。举例来说,在理论研究方面,近年来与非线性科学有关的混沌理论、耗散结构理论、突变论、协同论、神经网络等已在不同程度上得到应用。综合智能分析、非确定性分析、岩石断裂、损伤及细观力学研究等也取得重要进展。在数值分析方面,不连续变形分析法(DDA),数值流形元法(NMM),连续介质和三维连续介质快速拉格郎日分析法(FLAC,$FLAC^{3D}$),通用和三维离散元程序(UDEC,DEC^{3D}),二维和三维颗粒流程序(PFC^{2D},PFC^{3D})以及各种方法的耦合程序等相继出现。在工程实践方面,随着国际上一系列200m以上的高坝,尤其是高拱坝的设计和施工,岩石地基的研究水平得到长足进步。

当前岩石地基的应用领域主要在以下三个方面:

1. 水利水电建设大坝地基;
2. 交通基础设施中的铁路、公路路基与桥梁;
3. 工业民用建筑地基,主要是高层建筑地基。

总的看来,无论从深度,还是从广度上讲,大坝地基的研究远远超过其他建筑物地基的研究,因此本文着重讨论大坝地基的利用和加固。在岩石地基加固方面,通常采用的方法有:锚固,灌浆,排水,开挖回填等。其中应用最广,难度最大,也是最有效的工法是锚固和灌浆。因此,本文将以此为重点加以论述。

应该指出的是,尽管人们在岩石地基上成功地兴建了许多建筑物,尤其是水工建筑物,但工程事故仍时有发生。据统计,在大坝建设方面,有40%以上的溃坝是由于地基岩体失稳造成的,如前南斯拉夫Idbar薄拱坝,秘鲁Frayle拱坝,意大利Gleno支墩坝,法国Malpasset双曲薄拱坝,美国Austin重力坝,St.Francis重力拱坝,Teton土石坝等。

法国Malpasset双曲薄拱坝,坝顶高程102.55m,最大坝高66.5m,水库库容$2.5\times10^7m^3$。1959年12月2日夜晚,当水库蓄水达100.12m时,左坝肩岩体失稳,大坝崩溃。溃坝时,洪水以每小时36km的速度下泻,死亡421人。失事后,法国政府立即于12月5日组成技术调查委员会进行研究,国际上许多专家也对失事原因进行了反复调查,编写了多份专题研究报告。这些活动有力地促进了岩基工程的发展。

美国 Teton 土石坝，最大坝高 124m，坝基为渗水性强的凝灰熔岩。1976 年第一次蓄水时，自发现坝体渗水至溃决的历时不到 5h。失事后，美国总统科学技术办公室专门委员会立即进行调查研究。经过三年的不懈努力，于 1979 年向卡特总统提出了专题报告，报告中指出，"虽然人类筑坝已有几千年的历史，而且近十年来，筑坝理论也有很大的发展，但是直到目前为止，坝工技术并不是一门严密的科学(Science)，更恰当地说，它是一门艺术(Art)。不论是建筑新坝，还是改造老坝，每一个规划和实施阶段都还需要经验判断"。对复杂的岩石地基而言，这个评语可能更加恰当。

第一节　国外发展概况

国际上第一个岩石力学组织——奥地利地质力学学会(Osterrichische Gesellschaft fur Geomechanik，OGG)于 1951 年在奥地利萨尔茨堡(Salzburg)是由 L. Muller 教授发起成立的。1962 年，在奥地利地质力学学会的基础上，成立了国际岩石力学学会(International Society for Rock Mechanics，ISRM)。国际学会成立以后，先后召开了 9 次大会，50 余次区域或专题学术会议。历次会议，其内容无不涉及到岩基问题。

在国际范围内，与岩石地基的利用和加固有关的组织还有：国际工程地质协会(International Association of Engineering Geology and Environment，IAEG)、国际大坝委员会(International Commission on Large Dams，ICLD)、国际土力学与岩土工程学会(International Society for Soil Mechanics and Geotechical Engineering，ISSMGE)等。从 1973 年起，国际岩石力学学会与国际工程地质协会、国际土力学与岩土工程学会共同建立了长期协作秘书处(Permanent Coordinating Secretariat，PCS)协调彼此之间的各项活动。

在国际岩土力学与岩土工程领域，涉及到岩石地基的著名学报(或期刊)有：(1)《国际岩石力学与矿业科学学报及岩土力学文摘》(International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geotechnical Abstracts)；(2)《国际岩石力学信息学报》(News Journal ISRM)；(3)《岩石力学与岩石工程》(Rock Mechanics and Rock Engineering)；(4)《岩土力学》(Geotechnique)；(5)《岩土工程与环境岩土工程学报》(Journal of Geotechnical & Geoenvironment Engineering)；(6)《国际水力发电与坝工建设》(Internatiomal Water Power & Dam Comstruction)；(7)《国际岩土力学数值及解析方法学报》(International Journal for numerical and analytical Methods in geomechanics)；(8)《工程地质季刊学报》(The Quarterly Journal of Engineering Geology)；(9)《土木工程》(Civil Engineering)，美国土木工程学会主办；(10)《土木工程》(Civil Engineering)，英国土木工程师学会主办。

国际岩石力学界对岩石力学现场勘测及岩石力学基本性质的测试极为重视。为此，国际岩石力学学会，美国材料与实验学会(The American Society for Testing and Materials，ASTM)及其他国家的有关学术组织都相继编制了规程、规范或建议方法。其中最具有权威性的是国际岩石力学学会编制的文件，目前已出版近 40 种。对岩石地基的利用和加固有指导意义的有：岩石和岩体分类专业委员会编制的《岩体基本工程地质力学性质描述方法》；现场勘测技术专业委员会编制的《场地勘测技术建议标准》；岩石测试方法专业委员会编制的《岩体结构面定量描述建议方法》、《现场岩体抗剪强度测试建议方法》、《现场岩体应力测试建议方法》、《岩石锚杆现场试验建议方法》、《岩体锚索现场试验建议方法》；岩石灌浆技术专业委员会编制的《岩石灌浆技术总结报告》等。

第二节　国内的发展和现状

我国对岩石地基的系统研究是从中华人民共和国成立以后才开始的,研究的重点是大坝地基。20 世纪 50 年代中期,正在施工的江西上犹江水电站(混凝土重力坝,最大坝高 67.5m)坝基下发现有倾向下游的缓倾角泥化板岩夹层,四川狮子滩水电站(堆石坝,最大坝高 51m)坝基和溢洪道基础下发现在微倾向下游的砂页岩中存在多层次生夹层和原生风化破碎带。这些软弱结构面严重地影响了水工建筑的稳定性,从而组织力量对它们进行了较为系统的试验研究,提出了一批研究报告。1958～1960 年,为适应长江三峡工程建设的需要,在国家科委领导下,从全国水利、水电、交通、矿业、高等院校等 18 个部门抽调了 100 余名科技人员,在陈宗基先生的领导下,对大坝岩石地基,大跨度地下厂房,岩质高边坡,岩石动力学,岩体灌浆技术等进行了广泛、深入的理论探讨和室内外实验研究,并根据科研工作的需要,研制出一批实验仪器设备(如岩石三轴仪等),提出了岩石变形、流变和应力波在岩石中传播的理论。通过这一阶段的工作,为我国岩石力学的发展奠定了良好的基础。此后,尤其是改革开放以来,我国成功地设计和兴建了一批大型水利水电工程,如刘家峡、三门峡、葛洲坝、龙羊峡、鲁布革、白山、二滩、五强溪、李家峡、小浪底以及举世瞩目的长江三峡工程等。通过大量的工程实践及理论研究,进一步提高了岩石地基工程技术水平。1985 年中国岩石力学与工程学会的成立,标志着我国岩石力学的发展上了一个新的台阶。全国学会共设十个专业委员会,其中与岩石地基有直接关系的是地面岩石工程专业委员会和岩石锚固与注浆技术专业委员会。这两个专业委员会成立以来,密切结合工程实际,开展了各种学术活动,有力地促进了学科发展和科技进步。

当前在国内涉及到岩石地基的学报或期刊主要是:岩石力学与工程学报、岩土工程报、工程地质学报、水利学报、水力发电工程学报、工程地质水文地质、工程勘察、探矿工程、岩土钻掘工程等。在岩石地基方面:我国制订或颁发的有关规程、规范主要有:建筑地基基础设计规范、基础与基础工程施工及验收规范、工业与民用建筑工程地质勘察规范、高层建筑岩土工程勘察规范、工程岩体试验方法标准、水利水电工程地质勘察规范、水利水电工程岩石试验规程、水工建筑物岩石基础开挖工程施工技术规范、混凝土重力坝设计规范、混凝土拱坝设计规范、水工预应力锚固施工规范、水工建筑物水泥灌浆施工技术规范等。

值得提出的是,第六个国民经济发展五年计划实施以来,我国充分发挥社会主义制度的优势,对岩石力学中的一些重点课题,在全国范围内组织力量进行科技攻关研究,其中与岩石地基有关的项目如下:

第六个五年计划期间攻关项目为"复杂地基的勘测与处理技术研究",下分两个专题:

(1)复杂地基的工程地质研究与勘测技术;

(2)复杂地基的基础处理设计与施工技术研究。

上述课题主要结合葛洲坝等水利工程进行。

第七个五年计划期间,涉及到的课题为"高坝坝基技术研究",下分 4 个专题:

(1)勘测新技术研究;

(2)岩体力学测试及高坝地基原位监测技术研究;

(3)高坝地基岩体稳定性评价及可利用岩体质量标准研究;

(4)高坝地基处理技术研究。

上述课题主要结合二滩、李家峡等水电工程进行。

第七个五年计划期间,国家还对长江三峡水利枢纽的建基岩体工程问题单独列项进行攻关。

第八个五年计划期间,涉及的课题为"高拱坝坝体,库水和坝基相互作用动、静力分析研究",研究工作主要结合李家峡和二滩水电工程。

第九个五年计划期间列入攻关的项目为"高坝工程技术研究",涉及到岩石地基的课题为:

1)快速勘探技术的综合利用:

(1)遥感技术及其应用研究;

(2)综合物探技术研究及其应用;

(3)钻探新技术的开发及其应用;

(4)工程地质综合分析技术的开发及其应用。

2)300m 级高拱坝结构问题研究:

(1)高拱坝抗滑稳定安全系数及岩体力学参数研究;

(2)拱坝与地基整体失稳机理、分析方法及对策研究;

(3)考虑暴雨入渗等因素拱坝坝基滑动可靠度分析方法研究。

除大坝地基以外,在我国山区基础工程,尤其是城市高层建筑的设计和施工过程中,嵌岩桩的研究和应用日益得到重视。改革开放以来,重庆建工学院等单位的专家、学者,对嵌岩桩进行了较为系统的研究,提出嵌岩桩的承载力主要来自嵌固力,即岩体与桩身之间的侧阻力。嵌固力只需桩身承受一定的荷载便可同步出现,且嵌岩桩本身所产生的位移较小。对承载力的发挥起次要作用的是桩土间的摩阻力和嵌岩桩的端阻力。根据研究结果,提出了嵌岩桩的承载力计算公式。公式中的承载力由嵌岩桩嵌岩段的嵌固力,桩土间的摩阻力和嵌岩桩的端阻力三部分组成,而以嵌固力为主要因素。计算公式已被行业标准《建筑桩基技术规范》及原四川省标准《重庆市建筑地基基础设计规范》所采纳。

近年来,有关专家对影响嵌岩桩嵌岩段特性的特征参数,嵌岩桩荷载传递机理等进行了有益的探索,取得不少成果。但总的看来,对嵌岩桩的受力机理和工作特性还需结合工程实际,加强研究。

第三节 岩锚技术

一、在国外的发展和应用

(一)发展简况

岩锚技术的主要特点是采用主动加载的方法,改善岩体的应力状态,从而充分发挥岩体本身的自承能力和自稳能力,确保工程安全和长期稳定性。在国外,岩锚的使用可以追溯到 20 世纪初叶。据文献报道,美国于 1912 年首先在阿伯斯莱森(Aberschlesin)的费来顿(Freiedens)煤矿使用锚杆来支护顶板。1915 年又将锚杆用于加固金属矿山围岩。1918 年在西利西安矿山开始使用锚索支护。1934 年在阿尔及利亚舍尔法重力坝开始使用预应力锚索对坝体、坝基进行了加固处理。发展到现在,国外已开发出各种类型的岩锚达 600 余种,广泛用于坝基加固、边坡加固、地下工程围岩支护、结构抗浮、结构抗倾、悬索结构抗力型基础等各种工程。在岩石地基加固方面,使用最多,规模最大,技术最复杂的是水利、水电工程。

近年来,国外岩石锚固技术发展很快,尤其是在德国、法国、美国、奥地利、英国、瑞典、芬兰

等国,技术水平不断提高,积累了许多新经验。

1)开发出不同类型的锚杆,结构与工艺不断改进。

如瑞典阿特拉斯·科普柯(ATLAS COPCO)公司开发的膨胀锚杆(Swellex),可适应于各种地层。这种胀管式锚具,由一根凹形断面的钢管组成。钢管放入钻孔后,用高压水使其膨胀。在膨胀过程中,锚杆与钻孔的岩壁紧密结合,从而有效地加固岩体。法国索勒旦矢(Soletanche)公司开发出 IRP 高压灌浆锚杆,在第一次灌浆后,采用高压灌浆使已凝固的浆体压裂,并渗入软弱岩体或土体,从而提高锚杆的承载能力。

2)锚固安装机具机械化程度大为提高。

国外一些发达国家,如瑞典、芬兰、法国、澳大利亚等都力求用全机械化方法来设置锚杆。如瑞典 ATLAS COPCO 已研制出两种全机械化锚杆安装机:一种是 Boltec 型标准锚杆安装机,可实现从钻孔、灌浆或注入水泥药卷到插入锚杆的连续作业,速度快,效率高;另一种是 Swellbolter 型膨胀锚杆安装机,专用于安装膨胀锚杆。芬兰 Tam Rock 公司也研制了多用途的 Robolt PC 型锚杆安装机,可安装胀壳锚杆、树脂或水泥药卷预应力锚杆、灌浆锚杆等。

在钻孔设备方面,国外多采用全液压、多功能履带式钻机,有的还可以实现远距离控制。

3)制定了岩土锚固规程、规范或推荐性准则。

由于岩土锚固技术发展迅速,许多发达国家先后制定了有关技术标准十余种,其中著名的几种是:

(1)德国《预应力锚固规范》,DIN4125(1993);

(2)美国《预应力岩土锚杆规范》(美国后张预应力混凝土学会,PTI,1980),及《预应力岩土锚固建议准则》(PTI,1986);

(3)奥地利《锚杆规范》NORM B-4455(1978);

(4)瑞士《地层锚杆标准》SN533-191(1977);

(5)国际预应力混凝土协会 FIP《预应力灌浆锚杆设计施工规范》(1975);

(6)国际《锚固规范》ISO 9000(1993)。

4)专门从事岩土锚固技术的专业厂家不断出现。

除上面谈到的厂家外,生产岩土锚固系列的还有奥地利 PZ(Polensky & Zollner),德国 DYWIDAG,瑞士 VSL International,澳大利亚 Rock Engineering TPY LTD 等。大部分厂家还在全球内承包工程。

(二)工程实例

1. 阿尔及利亚舍尔法坝[30]

舍尔法重力坝建于 1880～1882 年。最大坝高 30m,坝基为砂岩,由法国 A. Coyne 设计。1934 年改建时将重力坝加高 3m。为保证大坝稳定,采用预应力锚固技术进行加固。据报道,这是全球第一个用岩锚技术加固的大坝。

施工过程中,从坝顶到基岩设置了 37 根预应力锚索。每根锚索由 630 根 5mm 的优质钢丝组成,对其施加的预应力为 10MN,锚固力的总和相当于坝体重量的 1/3。钢筋混凝土锚头设置在加高后的坝顶上(间距为 6.0m),锚索的下端固定在基岩内。

20 年后,对锚索的工作状态进行检查,发现预应力损失仅为 3%。使用 30 年后,于 1865 年再次对该坝进行检查,发现预应力损失达 9%,于是进行第二次加固。第二次加固时,增设 30 根 2MN 级的新锚索,每根锚索由 54 根 7mm 的钢丝组成,长度为 55～60m,深入坝基以下 25m,再用塑化水泥砂浆对最下部 10m 进行灌浆。采取上述措施,保证了大坝的长期稳定性。

2．巴西厄奈斯庭纳坝

巴西厄奈斯庭纳(Ernestina)混凝土重力坝于1955年建成,是第一座完全锚固于基岩,并对混凝土坝体也施加预应力的坝。重力坝高20m,坝长300m,坝基深埋于岩层内,所以坝体就象固定在基岩上的悬臂。此外,还在坝踵处补充设置了一些锚索,以进一步加强坝体稳定。总计耗钢量为140t。该项工程使混凝土方量从原设计方案的22 000m^3 减少到7 300m^3。

3．法国卡斯提朗拱坝和超旦拱坝[2]

法国卡斯提朗(Castillon)拱坝,最大坝高100m,坝顶长200m。坝基岩石为上侏罗纪灰岩,倾向上游。右坝肩岩体由于受构造影响,断裂极其发育,碎裂岩体达2×10^5 m^3。为保证坝肩稳定,除进行大量灌浆外(使用了水泥、惰性材料、膨润土),采用了5组预应力锚索对碎裂岩体进行加固。每组锚索出力为10000kN。法国超旦(Chaudanne)拱坝,坝高50m,也采用类似的方法进行山体加固。

4.意大利瓦依昂拱坝

意大利瓦依昂(Vajont)拱坝最大坝高262m,坝顶长190m,顶宽2.3m,底宽22.1m,河谷宽高比为0.725。工程于1956年开工,1962年建成。坝址河谷两岸陡峭,底宽仅10m左右。基岩为白垩纪和上侏罗纪灰岩,岩层倾向上游,裂隙非常发育,其中还含有薄层泥灰岩软弱夹层。室内岩块的弹性模量为78～85GPa,野外试验变形模量仅10～30GPa。地震烈度为7～8度。

为保证大坝安全,对坝基岩体进行了大规模的防渗帷幕灌浆,固结灌浆和接触灌浆。此外还对两岸坝肩岩体使用PZ(Polensky & Zollner)柔性预应力锚索进行补充加固,右岸设置25根,左岸设置125根,每根长度为55m,预应力为1 000kN。

大坝建成后,1963年10月9日晚,当水库蓄水至254m时,发生大规模库岸滑坡。滑坡体积约2.7～3.0亿 m^3,速度为28m/s,历时仅20s。水库中有5 000万 m^3 的水被挤出,击起250m高的巨大水浪,高150m的洪波溢过坝顶,死亡超过3 000人。大坝本身承受了大约8倍的超载而安然无恙,坝肩岩体也没有发生破坏。事后经检查,有92%的柔性锚索处于正常工作状态,其余8%的锚索,在略加处理后仍可继续使用。这个工程的滑坡处理没有成功,但坝基的加固却是经受了考验。

二、岩锚技术在国内的发展和应用

(一)概述

岩锚技术于50年代引进我国,经过40多年的努力,已获得重要进展,主要成就表现在以下几个方面:

1)应用范围日益扩大。已广泛应用于水利、水电、铁道、交通、煤炭、冶金、城建、国防等各个部门。单束预应力锚索最高承载能力达8 000kN(汉江石泉水电站),单束锚索最大长度达93.5m(黄河龙羊峡水电站)。

2)自行研制了各种不同类型的岩锚。如开缝式摩擦锚杆、可伸缩式锚杆、早强水泥药卷锚杆等。预应力锚索生产也已形成系列。如人民解放军89002部队在80年代就研制成功86型二次灌浆预应力锚索系列;水电部东北勘测设计院在第七个五年计划期间研制成功GYM锚索系列及张拉机具。近年来,柳州OVM建筑机械有限公司,已成批生产多种不同形式的锚索系列及附属产品,除满足国内需求外,还进入国际市场。

3)密切结合生产实践,在理论研究方面有重大进展。近年来,我国科技人员对岩锚作用机

理、流变特性、设计方法、优化施工等进行了大量的探索,如用非线性有限元、三维离散元方法对锚杆的作用进行模拟;采用断裂损伤力学的原理和方法分析了岩锚的受力机理,提出了失稳判据;开发了加固岩体的倾斜交叉布锚方法等。

4)编制了有关规程、规范。早在1985年水电部就颁发了《水利水电地下工程锚喷支护施工技术规范》,1986年颁发了国家标准《锚杆喷射混凝土支护技术规范》,1994年颁发了《水工预应力锚固施工规范》等。

5)学术交流日趋活跃,促进了学科发展和工程应用。近年来,我国先后成立了中国岩土锚固工程学会,中国岩石力学与工程学会岩石锚固与注浆技术专业委员会。各产业部门也建立了相应的组织,开展了各种活动。以岩石锚固与注浆技术专业委员会为例,自1993年成立以来,先后召开了三次全国性会议,两次国际会议,出版专著5本,在国内外产生了广泛的影响。

(二)历史成就

我国从50年代后期就采用锚喷技术,目前已成为加固岩体的常规手段。1965年在安徽梅山水库首次采用预应力锚索加固坝基岩体[10]。梅山连拱坝最大坝高88.2m,坝顶长443m。全坝由15个垛,16个拱组成,两端由重力坝与岸坡相接。坝基为花岗岩,新鲜岩石致密坚硬,饱和抗压强度在100MPa以上。坝址区构造断裂主要受近东西向构造线控制。花岗岩体中发育近东西向小型冲断层及破碎带,还发育一组走向NE的陡倾角节理,其中往往充填高岭土等物质。在坝肩14～15号拱范围内发育3条断层及NE向节理。

工程于1956年竣工,1958年蓄水发电,1962年达到最高水位。1962年11月6日突然发生坝肩岩体大量渗水、冒水。出水点达28处之多,大部分集中在14～16号拱坝轴线上游部位。总渗漏量最大达70l/s。在14～16号拱坝范围内,顺河山坡岩体节理显著开裂、错动、坝体出现裂缝,产生位移。

事故发生后,针对岩体变形的范围和方式,采取了一系列岩体加固措施,主要有预应力锚固、防渗、排水等。在预应力锚固方面,共设置锚索钻孔102个,孔深一般为30～47m。对于直径 110mm的钻孔,采用123× 5mm的锚索,安装预应力为2 400kN;对于 130mm的钻孔,采用123× 5mm的锚索,安装预应力为3 240kN。钻孔合计进尺3 783m,安装吨位24 200t。

岩体加固后,大坝抗滑稳定安全系数由0.95提高到1.05,运行情况正常。

在梅山水库还结合工程处理,重点对锚索防锈等问题进行了大量试验研究工作,提出了专题报告。

70年代初期,对湖南双牌溢流坝坝基也采用了预应力锚索加固。双牌工程大头坝最大坝高59m,大坝坝基为紫红色砂岩与板岩互层。坝基下埋藏有5层软弱夹层,最大厚度达5cm。蓄水后,发现严重漏水。为保证大坝安全,采用274组预应力锚索对坝趾部位进行加固。孔深一般为30～40m,孔斜70°,倾向上游。锚索设计承载力一般为2 300kN,总吨位为89 050t。

葛洲坝水利枢纽冲砂闸和泄水闸闸墩加固是我国在大坝建设中应用预应力锚索规模最大的工程之一。共采用锚索2 400根,每根出力为1 200～3 200kN,长度为15～24m。工程加固后取得良好效果。

(三)近年来的进展

近年来,岩锚技术先后被列入国家科技攻关内容。第七个五年计划期间,在“高坝坝基技术研究”课题下,设有“岩体锚固技术的研究”子题,重点对岩体预应力锚索结构、张拉设备、锚夹具、灌浆材料、钻孔工艺、锚索施工技术及锚固机理等进行了系统的理论分析和试验研究。

在这期间,研制成功 6 000kN 级 YKD 张拉千斤顶及相应的锚夹具,新型 GYNLYM 系列锚索,完善了锚索深孔钻探技术及分组张拉预应力锚索技术。研制成功的锚索灌浆材料,具有早强、高强、微膨胀和不腐蚀钢材等性能。上述科研成果已成功地应用于丰满等大型水电工程。

丰满水电站是位于吉林松花江上的混凝土重力坝,最大坝高 90.5m,总装机容量 55.4×10^4kW,是日伪时期修建的。由于大坝不能满足防洪、抗震、抗滑稳定基本要求,采用 GYM 锚索体系,对溢流坝、挡水坝及大坝地基进行加固。单束锚索荷载为 8 700～6 000kN,最大长度为 75m,共设置 367 根,总延伸长度为 16 584.5m。

在第八个五年计划期间,在"岩质高边坡开挖及加固措施"课题下,结合李家峡高坝坝肩工程,重点对以下关键技术进行了更深入、系统的研究。

(1)群锚锚固机理及预应力锚固技术;

(2)近区爆破岩体对锚固设施的影响;

(3)快速锚固胶凝材料对锚固设施的影响。

群锚试验主要是在黄河李家峡水电站工地上进行的。在面积为 510m^2 的坝肩边坡上分上、中、下三层布置了 6 根 600kN 高强锚杆(DYWIDAG 体系),6 根 1 000kN 和 4 根 6 000kN 的预应力锚索(QM 体系)。群锚布置参数、设计吨位及施工程序均与现场施工情况相同。在现场试验中,共安装 12 台测力计,监测吨位变化及互相影响,每层 4 台。同时安装了锚杆、锚索轴向变形计、岩体应变计、多点位移计,并进行了声波测试及地表红外线测量。利用上述观测仪器,分别在锚索张拉前后、补偿张拉前后、破坏张拉前后、封孔注浆前后、下层边坡开挖爆破前后,进行了跟踪测试。该项试验历时 13 个月,有 150 多人参加。这样大规模的现场试验,在国内外均属罕见。此外,配合野外试验,还进行了大型室内群锚仿真试验,开发了大型岩土工程软件 ROCKS 程序,对野外测试成果进行了补充和验证。

通过综合研究,揭示了群锚加固中锚索体的动态力学特征,认为群锚加固的动态变化规律和受力、传力特点,不同于单根锚索的静态研究成果。群锚具有更大的增韧、增刚、止裂和改善岩体力学性质的能力。群锚的设计和施工应密切结合岩性特点、施工方法和施工过程来进行,同时要布置必要的现场监测,以达到优化设计、优化施工的目的。

通过研究,还提出了锚固件最优倾角、合理间距以及大吨位锚索张拉、灌浆等新工艺与新方法。此外,还研制成功 XHS 型树脂材料早强锚固剂,可以在内锚固段灌浆后 24h 内进行张拉,使单根锚索的施工周期缩短了 10～15 天。

(四)工程实例

1. 石泉水电站坝体、坝基加固

陕西汉江石泉水电站于 70 年代建成。主体工程为空腹重力坝,最大坝高 65m,基岩为志留纪黑云母石英片岩、千枚岩。近年来,按新的规程进行安全度复核后,认为不能满足稳定要求,决定采用大吨位预应力锚固为主、基础灌浆为辅的加固方案。该方案要求从坝顶到岩基设置 30 束预应力锚索,总计施加预应力 176.52MN,预应力锚索最大设计承载力为 8 000kN。工作锚为 8 000kN 级 OVM15-43 夹片或锚具,可同时夹持 43 根 15.42mm 钢绞线,索体长 69.2m,重约 3.5t。锚固注浆采用早强、高强、微膨胀,对预应力钢材无腐蚀的水泥锚固浆体,并采用水下注浆工艺。内锚固段浆体 3 天强度达 41.8MPa,28 天达 60MPa,均符合设计要求。使用单台 YC25 型千斤顶张拉,最大张拉力为 7 890kN,锁定承载力为 7 682kN。加固工程于 1994 年完工。

2. 李家峡水电站坝肩岩体加固[26]

李家峡水电站位于青海省黄河上游，拦河大坝为双曲拱坝，最大坝高165m，总装机容量为200万kW。坝址区岩性为前震旦纪薄层状混合岩、片岩，穿插有花岗伟晶岩脉。NE向裂隙十分发育，与NW向断层切割后，往往构成失稳楔形体。拱坝基础岩石开挖量为801 800m^3，要求于1993年5月全部开挖完成并开始浇筑混凝土。为了保证基岩质量，维护两岸坝肩及边坡的长期稳定性，除采取严格的控制爆破外，在坝肩及临近岩石边坡采用了预应力锚索、锚桩、抗剪洞等综合加固措施。在加固过程中，充分应用了国家科技攻关成果。在保证质量的前提下，预应力岩锚加固量比原设计减少了18%～20%(表5-1)，节省了投资1 480万元，工期提前了3个月。经竣工验收，被评为优质工程。

李家峡水电站坝肩、边坡加固工程量统计表　　表5-1

加固件名称	单　　位	原设计量	实际采用量
600kN级预应力锚杆	根	4155	3375
1000kN级预应力锚杆	根	1938	1545
3000kN级预应力锚杆	根	905	740

第四节　注浆技术

一、国外发展动态

(一)概述

注浆，在水利水电工程界多称灌浆，是加固岩体的主要手段之一。据格罗索普(R.Clossop)考证，注浆技术的使用可以追溯到1802年。当时，法国工程师伯利格尼(Charles Berigny)用这种方法对笛普(Diepe)闸基进行了加固。1993年法国吕容(M.Lugeon)首次对大坝岩石地基注浆技术进行了系统的总结，把它分为三种类型：

(1)沿混凝土建筑物与地基结合面的接触注浆和固结注浆；

(2)沿坝踵轴线的深孔、高压帷幕注浆；

(3)切断绕坝渗漏的扩大帷幕注浆。

上述分类沿用至今。

在注浆技术的初期发展阶段，使用的主要材料是石灰、粘土、水泥。1887年德国杰泽奥尔斯基(Jeziorsky)创造了原始的硅化法注浆。1952年荷兰工程师朱斯顿(H.J.Joosten)在世界上首次使用水玻璃—氯化钙浆液进行了化学注浆。20世纪30年代在美国胡佛(Hoover)高坝进行了大规模帷幕注浆和固结注浆。通过该项工程实践，使注浆技术得到很大的发展。在总结经验的基础上，编制了注浆工程设计和施工规程。20世纪50年代美国研制出粘度接近水、凝胶时间可任意调节的丙烯酰胺类树脂浆液(AM-9)，后来又出现了丙烯酸类、尿醛树脂类、木质素类各种注浆材料。

近年来，国外注浆技术在以下几个方面取得重要进展：

1. 注浆材料

已从早期的石灰、粘土、水泥浆液发展到水泥—水玻璃浆液和各种化学浆液等，如：高强度水玻璃浆液、中性和酸性水玻璃浆液、非石油来源的各种高分子浆液等。改性水泥浆液、超细水泥浆液、浓浆和膏状浆液、低污染化学浆液也得到开发和应用。

2. 注浆方法和注浆工艺

已从最初采用的填压注浆法发展到循环式注浆法、双管注浆法、电渗注浆法和多种材料复合注浆法等多种新方法。提高了工效,改善了注浆效果。通过预处理及孔内爆破等方法大幅度提高了浆液的可注性。应用定向钻进,多孔同时注浆及增大段长等手段,缩短了注浆工期。最近,瑞士开发了注浆强度值工法(Grouting Intensity Number, GIN),日本开发出裂缝定向控制工法(Fracture Direction Controlled Method, FDC),使工效大为提高。

3. 注浆机具和设备

开发出轻型全液压高速钻机,研制出高速搅拌机,集中制浆、输浆系统和各种新型止浆塞。对注浆流程实现了计算机数据采集和处理,智能化监测、控制和集中管理。

4. 注浆效果检查

除了采用常规压水、注水手段外,还采用弹性波探测、放射性探测、野外钻孔膨胀仪探测和室内电子显微镜扫锚等微细观探测方法。

5. 技术标准

奥地利、美国、英国、意大利、德国等根据本国情况,制订了各自的规程、规范。欧洲各国制订了欧洲标准。其中奥地利标准 B4455、B2072,美国石油学会(API, American Petrolem Institute),美国材料与试验学会(ASTM)制订的 Spec RP13 B1 等,英国标准学会(BSI, British Standard Institute)制订的 BSI 8004 在国际上比较通行。

在岩石注浆方面,特别值得提出的是:国际岩石力学学会(ISRM)于 1989 年初成立了岩石注浆专业委员会(Commission on Rock Grouting)。该专业委员会的工作历时 6 年,于 1995 年告一阶段。在专业委员会维德曼(R. Widmann)教授的主持下,先后召开了 6 次国际学术会议,1995 出版了权威性著作《世界最新注浆技术总结报告》[32]。报告对岩石特性、注浆材料、注浆设计、注浆施工和注浆效果检查等各个方面都进行了系统、全面的分析和总结。

总结报告还着重提出以下论点:虽然近年来在注浆理论,注浆材料和方法等诸多方面取得了越来越多的成就,但与其他工程学科相比,仍处于初期发展阶段。近年来,数值分析方法在岩石注浆领域得到广泛的应用,但浆液的流动过程往往与数值分析结果不太符合,主要原因在于岩石的性质极其复杂,提出的数学模型不能完全反映真实情况。因此,成功的注浆仍然需要经过反复试验。只有当设计工程师和专业承包商具有足够的工程经验时,他们才能选取合适的注浆材料和注浆方法,满足工程要求。此外,为了有效地解决工程问题,真正把注浆技术从“魔术”变成科学,还需要不同学科科技人员通力合作。

(二) 工程实例

瑞士莫瓦桑坝(Mauvoisin)工程为混凝土双曲拱坝,位于瑞士罗纳河支流特仑斯河上[37]。水库库容为 $2.05\times10^8 m^3$,水电站总装机容量为 $38.4\times10^4 kW$。工程于 1951 年开工,1958 年建成。1989~1991 年大坝由原来的坝高 237m 加高到 250.5m。坝址基岩为石灰质变质片岩,坚硬均匀,但节理裂隙发育。基岩弹性模量约 10~15GPa,河床有约 40m 厚的冰层,地震烈度为 8 度。

防渗帷幕灌浆在坝内两条水平廊道和两岸平洞内进行。一条廊道和平洞布置在坝底高程处(1 724m),另一条布置在坝高 2/3 处(1 858m)。防渗帷幕深入到坝基以下 215m,并向两岸延伸 100m。总防渗面积 $247\times10^3 m^3$,钻孔总长达 $6\times10^4 m$,单排孔距平均为 4m。在河床低压灌浆压力为 0.5MPa,每孔吸浆量为110kg/m,主帷幕高压灌浆压力为 4MPa,每孔吸浆量为 680kg/m,副帷幕深 20~60m,灌浆压力为 1.5~3.0MPa。下游坝趾还进行了接触灌浆和固结

灌浆[2]。

二、注浆技术在国内的发展和应用

(一)发展简况

我国的注浆技术在解放以前基本是空白。中华人民共和国成立以后,才初步掌握这种技术。1953年开始研究用水玻璃作为注浆材料。50年代末开发出环氧树脂、甲基丙烯酸甲脂等注浆材料。60年代开发了丙烯酰胺注浆材料,70年代末开发了聚氨脂注浆材料。进入80年代以来,结合国家第七、八五年计划期间的科研攻关项目研究,取得以下主要成就。

1. 注浆材料

(1)在第七个五年计划期间,我国研制的超细水泥平均粒径为4μm,比表面积在800cm²/g以上,可用于灌注宽度为0.06mm的岩石裂隙。1989年将这种水泥与普通水泥结合,用于二滩水电站左、右坝肩弱风化中、上段岩体的加固处理,大幅度地减少了坝肩岩体开挖方量。

(2)研制的湿磨水泥,可以随用随磨,避免了超细水泥在潮湿环境中不易存储的缺点,而且较之普通水泥具有良好的析水稳定性、较高的抗渗性和力学强度,可灌性大为提高,其造价仅为超细水泥的1/5。用这种水泥在新安江二、三坝段,对失效帷幕进行补强注浆获得成功。在$\omega = 0.0005 L/min\,m^2$的地层中,仍具有良好的可灌性,解决了基岩中微细裂隙的注浆处理问题。

(3)研制了改性注浆水泥材料,克服了超细水泥浆液的流变参数增大,流动性降低,收缩性大的缺点。这种改性水泥的特点之一,是优化水泥颗粒的级配组成,不单纯追求颗粒的细度,达到提高注浆效果的目的。经在新安江坝基注浆中使用,证明比普通水泥在相同地层中的注入量提高了3倍以上。

(4)使用了稳定性高的浆液配比,在水灰比为1.5~0.28,粘度为0.1~0.9Pa·s,屈服强度为10~49MPa范围内,掌握了该项浆液结石的物理、力学性能和相应的注浆工艺。1991年在贵州红枫水电站,使用稳定性浆液,在水库正常蓄水的情况下,建成了合乎质量标准的灌浆帷幕。

(5)环氧树脂注浆:为了提高环氧树脂注浆材料对低渗透性含水地层的可灌性和灌浆效果,研究了用于高含水条件的WJ88浆材,包括WJ88-1浆液改性剂和WJ88-2地层预处理剂及相应的施工工艺,已成功地用于新安江水电站二、三坝段坝基泥化页岩的化灌处理。化灌后,试件抗压强度达20MPa,现场纵波速度3 200m/s。

(6)聚氨酯注浆:我国自20世纪70年代开展聚氨酯浆材的研究。经过近30年的不懈努力,先后取得不少成果。如油性聚氨酯浆材用于风滩水电站大坝的帷幕处理,弹性聚氨酯浆材用于葛洲坝水利枢纽护坦漏水处理,都取得良好的效果。HW与LW水溶性聚氨酯浆材在龙羊峡、新安江等水电站等工程防渗堵漏中得到推广和应用。

(7)丙烯酸盐注浆:在总结已往经验的基础上,我国于20世纪90年代开发出一种毒性低的丙烯酸盐注浆材料。它是一种粘度低、储运稳定性好、防渗性能高、抗挤出能力强的化灌材料。江西万安水电站船闸地基防渗帷幕,原采用水泥灌浆,施工后,发现大部分未达到质量标准,后用丙烯酸盐浆液进行补充灌浆才达到要求。

(8)非碱性水玻璃注浆:为改善水玻璃对环境的污染和耐久性问题,我国于20世纪80年代开始研制非碱性水玻璃浆材。近年来,开发出新型改性浆液。选用两种以上的酸性材料对水玻璃进行酸化处理,并根据需要加入改性剂,使其凝胶时间能够准确加以控制,而且强度和

稳定性大为提高。1996 年将改性非碱性水玻璃浆材用于牡丹江市一截污坝帷幕灌浆工程。化灌后,经全面检查,岩防渗完全满足设计要求。

2. 浆机具和注浆工艺

(1)用于注浆的钻孔机具,高压注浆泵、高速搅拌机、止浆装置、集中制浆系统等得到开发和应用。研制成功的大型集中制、输浆液系统,每日可拌 400t 水泥浆液,已在龙羊峡等工地使用。

我国在 20 世纪 90 年代初期研制成功 J31 型智能灌浆记录仪。一台记录仪连接一对传感器,监测一台灌浆机,测记内容主要是灌浆压力、注入率和时间。

1996 年在 J31 智能记录仪的基础上,又开发成功 J31-D 多路灌浆监测系统,可由一台计算机在 1 000m 范围内同时监测 4～16 台灌浆机施工。设在控制室内的显示屏,可实时显示各台灌浆机的施工参数,根据指令,随时调阅和打印任一孔段的灌浆过程数据和曲线。运用该系统可同时完成从数据采集到资料整理的全部任务,适用于各种灌浆方法(包括 GIN 工法)。目前灌浆自动记录仪已在我国许多工地推广应用。正在修订的《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》准备将自动记录仪的应用由建议性条文改为强制性条文。

(2)采用小口径钻孔,有限高压循环注浆工艺,处理岩溶、断层破碎带及软弱夹层地基获得成功。在乌江渡、龙羊峡、岩滩等大型水电站坝基处理中,均取得显著的效果。该项工艺也广泛应用于一般岩基的常规注浆处理。

(3)对复杂岩基,先进行高压水泥注浆,然后再辅以环氧基材料注浆,可以有效地提高岩体的整体强度。根据对破碎、软弱夹层地带处理后的效果检查,处理后,其弹性模量可达 30GPa,抗剪强度可达 9.2MPa,抗拉强度可达 1.53MPa,抗压强度可达 72.7MPa,单位吸水量 $\omega<0.001L/min\ m^2$,岩心获得率可达 98.2%。

3. 注浆效果检查

从目测样品、压水、注水等常规方法,发展到弹性波探测,室内外弹性(变形)模量检测,平洞开挖,原位大型剪切试验,室内光学切片鉴定,电子显微镜扫描、透射等微细观检测等。

4. 理论研究

由于浆体运动隐蔽于地下而且各种断裂又难于模拟,因此理论研究是相当困难的。近年来,我国科技人员对高压注浆力学机理,低渗透介质注浆理论,化学注浆的亲水效应,化学浆液在岩体裂隙中的运动规律等,都进行了有益的探索,取得了一定的成效。

5. 其他

(1)国家颁发了行业标准《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》(1994);

(2)已有相当多的单位从事注浆技术的研究和工程实践。如中国科学院广州化学灌浆工程总公司、中国水利水电基础工程局、中国水利水电科学研究院、长江科学院、铁道部第 16 工程局、广东银海化工有限公司、浙江华夏灌浆材料厂等。上述各单位还积极参加各种学术交流活动。

(二)工程实例

1. 乌江渡水电站高压水泥灌浆[36]

乌江渡水电站位于贵州省乌江中游,总装机容量 63 万 kW。拱形重力坝最大坝高 165m,坝顶长 368m,坝体混凝土总方量为 139 万 m^3,是我国在岩溶地区兴建的第一座高坝,1974 年开工,1983 年全部建成。

大坝座落在三迭纪玉龙山灰岩上,坝区河谷深切,岩溶发育。左岸沿 F20 等断裂构造带

岩溶向深部延伸,最深在河床以下 200m 左右,溶洞最大高度达 50m。

如何解决在高水头作用下,坝基岩溶地层的防渗问题,是乌江渡工程成败的关键。

为制定合理的防渗方案,先后进行了为期 5 年,近 1 000m 的灌浆试验研究工作,最后采用以灌浆帷幕为主的综合工程处理措施。

防渗帷幕承受的最大水头达 145m。根据防渗及结构要求,河床及两岸坝肩帷幕孔为 3 排,浇坝渗漏地段为 2 排,局部 1 排,排距 1.2～1.5m,孔距 2m。帷幕为悬挂式,河床部分下延至基岩以下 80m,左岸最深处低于河床 200m。帷幕分层在灌浆廊道中设置,共布置廊道 10 条,其中右岸 5 条,河床 1 条,左岸 4 条。各层廊道间帷幕相互搭接,搭接长度为 5m。

帷幕线总长约 1 000m,钻孔灌浆总进尺近 2×10^5 m。右坝肩局部为混凝土防渗墙。对两岸灌浆廊道附近的大型溶洞进行了开挖清理并回填混凝土。

在施工中,主要采用不需冲洗裂隙及溶洞中充填粘土的高压灌浆技术,最大灌浆压力为 6MPa。为满足高压灌浆的需要,成功地研制出高压泵和高压耐磨阀门等一整套灌浆设备和灌浆工艺。经高压灌浆后,被灌注的溶洞软泥在 J=400～700 的水力梯度下不发生管涌破坏,被灌注的粘土在水中浸泡 100 天不崩解,弹性模量达到 2 500MPa。整个帷幕(防渗面积 18.5 万 m^2)的渗漏量每昼夜仅为 68m^3,98%的孔段单位吸水率 $\omega<0.001$L/min m²。

2. 龙羊峡水电站高压水泥灌浆和化学灌浆[35]

龙羊峡水电站位于青海省黄河水游。重力拱坝最大坝高 178m,库容 247×10^8 m^3,总装机容量 128×10^4 kW,是黄河上游梯级水电站的龙头电站。1977 年开工,1987 年第一台机组投产发电。

重力拱坝坝基为印支期花岗闪长岩,岩性坚硬,饱和抗压强度在 100MPa 以上。岩体断裂发育,沿断裂常形成软弱破碎带。在较大的断层两测,常见岩石蚀变现象。对坝基稳定影响较大的有许多断层构造带,严重地破坏了坝区岩体的完整性,使坝肩岩体的抗滑稳定和断层破碎带的压缩变形成为主要的工程地质问题。

为了确保大坝安全,在地基处理上,除了搞好防渗帷幕和排水以外,还采取一系列深层处理措施,如设置若干混凝土传力洞塞和置换墙等。同时,对未被置换的断层破碎带进行高压水泥灌浆(最大压力为 6MPa)及化学灌浆处理。对一般断裂破碎带,先进行高压水泥灌浆,再做一排丙烯酰胺类化灌,并提高防渗标准。对伟晶岩劈理带 G4 进行了特殊的灌浆设计,在该劈理带上先做三排高压水泥灌浆,居中又做一排呋喃环氧类(中化-798)灌浆。帷幕前再做两排 LW 水溶性聚氨脂灌浆,以提高断裂的抗拉、抗剪和适应变形的能力。在坝区共设计帷幕灌浆 16.4 万 m,固结灌浆 26.1 万 m,化学灌浆 1.45 万 m。

通过高压水泥灌浆并辅以化学灌浆使断裂破碎带的变形模量从原来的 3～5GPa 提高到 5～8GPa,岩芯获得率从零提高到 98%。经电子显微镜扫锚,上述断裂带中所有微细裂隙(包括 0.001～0.006mm 宽的裂隙)都被浆液渗透固结。高压灌浆后的水泥结石也被化学浆液渗透。一般认为,对低渗透性的岩体断裂破碎带($K<10^{-6}\sim10^{-8}$ cm/s),无法进行有效的灌浆处理,龙羊峡的工程经验突破了这种传统观念。

在龙羊峡灌浆施工中还使用了日制浆能力为 360m^3 的大型集中制浆站。在灌浆效果检查方面,使用了地震仪、日本 OYO-200 型钻孔膨胀仪等手段。

通过工程实践,可以确认,用灌浆方法来处理断层破碎带,以部分地代替混凝土置换,具有很大的技术、经济效益。

第五节　工 程 实 例

一、美国胡佛重力拱坝[37][39]

(一)工程简介

美国胡佛（Hoover）重力拱坝位于内华达和亚利桑纳两洲之间的黑峡峡谷内。工程于1931年开工，1936年建成，是世界上最早建成的高度超过200m的大坝。它的建成，开创了人类筑坝史上的新纪录，对全球混凝土高坝的发展起了很大的推动作用。从总体上看，200m以上的高拱坝与较低的拱坝有本质的区别。高拱坝总体应力水平普遍较高，一旦产生局部开裂，可能导致应力普遍超限，从而引起坝的破坏；而较低的拱坝，由于应力水平较低，调整余地较大，一旦局部开裂，不会影响坝的整体安全。因此，200m以上高坝的设计和施工，迄今为止还是坝工建设中的前沿课题。可以想象，在60多年前，美国工程技术人员能够成功地建成这座大坝是多么难能可贵（当时应用的计算分析工具只有函数表和台式计算机)。鉴于成绩卓越，1994年美国土木工程师学会将该工程列为美国近代七大土木工程奇迹之一。1998年世界各国建筑大师评选20世纪十大建筑，胡佛大坝也名列其中。

(二)水工、地质概况

胡佛高坝原名波尔德峡谷工程(Boulder Canyon Project)。该工程完工后,为纪念对工程建设做出杰出贡献的第31届美国总统胡佛(Hebert Hoover),遂将原名改为胡佛坝。该重力拱坝最大坝高221.3m,坝顶长379.2m,坝顶宽13.7m,坝底宽202m,坝顶半径为152m,混凝土浇筑方量为$33\times10^5m^3$,水库库容为$35.2\times10^6m^3$。

坝址区为‘U”型河谷,河谷高宽比为1.715。两岸陡峭,河谷深切。大坝位于间距为270m的两条断层之间。坝基为裂隙发育的安山凝灰角砾岩,地震烈度为8～9度。

在大坝设计中,采用多种方法对坝体和地基进行应力分析,主要手段是试载法和物理模型试验。

试载法用12位函数表和台式计算机进行三维应力分析,除考虑静水压力和坝体自重外,还考虑了地基和温度两项荷载。物理模型试验用石膏硅藻土掺铅粉橡胶来模拟坝体和坝基。所有试验数据均用台式计算机进行处理。

(三)岩石力学研究及地基处理特点

在岩石力学与地基处理方面有两个方面的问题值得重视:

1. 现场地应力测量

三维应力应变分析说明:蓄水以后,坝基岩体将开裂1.036cm,这对拱坝稳定肯定是不利的。当时工程技术人员设想,如果岩体内存在的初始应力,足以抵销引起坝基开裂的拉应力的话,就可以满足稳定要求。于是在Lieurance的领导下,于1932～1933年在坝下游过河平洞中,用应力解除法实测了岩体初始应力。测得的初始水平应力约为上覆岩体自重应力的三倍,足以抵销拉应力,于是创造性地对大坝和地基进行了设计施工。

2. 防渗帷幕

在大坝基础处理中,由于对坝基水文地质、工程地质条件研究不足,致使原设计防渗帷幕深度不够,造成大量返工。该坝的防渗帷幕原来是在参考工程实例的基础上设计的。在确定前,曾调查了50座已建高坝的防渗处理方案,统计出的帷幕深度一般为坝高的8%～27%,于

是参考这些数据选用中间值 21%,帷幕深度定为 45.7m。在工程实践中,虽钻孔总进尺达 20 000m,灌浆总量 1.2 万 m^3,仍不能满足防渗要求。该水库于 1935 年蓄水,1937~1938 年现场观测到坝基下渗透压力超过设计值,直接影响大坝安全。于是,不得不重做深帷幕,即利用已有的排水孔,加深并进行高压灌浆,形成最大深度为 146m 的帷幕,并重新设置了新的排水系统。

二、前苏联胡顿双曲拱坝[37]

(一)工程简介

胡顿拱坝(Khudoni Arch Dam)位于前苏联格鲁吉亚共和国西部的英古里河上,在英古里水电站上游 32km。双曲拱坝最大高度为 200.5m,坝顶长 545m。河谷宽高比为 2.718,坝顶厚 6m,坝底厚 46m,坝体厚高比为 0.229。大坝设有周边缝和垫座,坝体混凝土总方量为 148 $\times 10^4 m^3$,水库库容为 $3.7\times 10^8 m^3$,水电站装机总容量为 $210\times 10^4 kW$。工程于 1982 年开工,1991 年建成[37]。

枢纽主要建筑物有:(1)双曲拱坝和左右岸重力墩;(2)坝顶表孔溢洪道;(3)右岸发电引水系统和地下厂房;(4)左岸导流隧洞等。

(二)工程地质概况

坝址区基岩主要为侏罗纪拜奥斯凝灰岩,仅右岸岸坡中部和大坝上游面地基为侏罗纪里阿斯统页岩。岩层倾角很陡,约 80°~85°。峡谷左岸在高程 659m 以上的岸坡上,沉积有厚约 50~60m 的堆积体。拜奥斯凝灰岩属中等强度偏上的岩石,极限抗压强度为 100~138MPa,变形模量在强卸载区为 1~2.5GPa;里阿斯统页岩属强度较低的岩石,极限抗压强度为 40~80MPa,在强卸载区变形模量为 0.5~1.5GPa,在弱卸载区为 3~5GPa。坝基岩体裂隙发育,其宽度绝大多数小于 1cm,宽度超过 10cm 的仅有 10~12 条。坝址区地震烈度为 8 度。

(三)坝肩岩体及坝基处理

1. 左岸坝肩处理

左岸坝肩在高程 659~700 之间,由漂砾卵石堆积物组成,局部有粘土充填,夹杂块石及其岩碎屑和砂层,渗透系数为 5~10m/d。从总体上判断,左坝肩处于极限稳定状态,在施工开挖或被水饱和后稳定性会大为降低。为确保大坝安全,提出以下工程处理方案:

(1)设置重力墩,将重力墩安置在用块石回填的基槽内;

(2)设置混凝土挡土墙,墙的一端与重力墩相连,另一端与岸坡的基岩连接,墙基置在基岩上;

(3)在正常高水位 700m 以上,用柔性斜墙防渗;

(4)挡土墙后设有排水系统并与挡土墙内的排水廊道相连通。

2. 坝基处理

在左岸连接段构造断裂发育区和右岸重力墩基础下面的裂隙发育区,挖槽后设置齿墙。齿墙挖深 20m,并进行高压固结灌浆,孔深 30m。对部分裂隙分布区分别按其承受最大压应力和剪应力的大小来处理。当前者超过 0.6MPa,后者超过 1MPa,均做裂隙封堵处理。对其他裂隙岩体从表面到 1.5~2.0m 深度范围内,均作清除,然后进行固结灌浆,固结灌浆平均深度为 15m。

为防止坝基渗透,设有 100m 深的灌浆帷幕。帷幕略倾上游方向,由上而下和由下而上分段进行灌浆。帷幕后设排水幕,在河床部位深为 50m。帷幕总长 47 300m,排水幕总长

13 750m。

考虑坝址区地震活动频繁,拱坝底部设置周边缝,以降低坝基岩体承受的抗压、抗剪能力,减轻坝基局部不均匀性,并避免大坝和地基接触带产生裂缝。

三、葛洲坝工程[40]

(一)工程简介

葛洲坝工程是我国于70年代在长江干流上自行设计、自行施工的第1座巨型水利枢纽,有"万里长江第一坝"之称。

在极为复杂的岩基上兴建如此巨大的工程,在国内外都是少见的。通过兴建葛洲坝,有力地促进了我国坝工技术的全面发展,在岩石力学发展史上,也堪称一个重要的里程碑。

葛洲坝工程主体建筑物包括通航船闸,电站厂房和泄洪建筑物三大部分,最大坝高为47m,坝顶长2 561m,装机容量271.5×10^4kW。

(二)工程地质勘测及岩石力学试验研究

坝区地层为白垩纪红色岩系,由粘土质粉砂岩、粉砂岩、砂岩、粘土岩和砾岩互层组成。地质构造简单,为一走向NE20°～60°,倾角4°～8°的单斜构造。

主要的工程地质问题是坝基中原生及构造软弱夹层广泛分布于近水平成层的砂岩。粉砂岩及粘土中,总计约80余层。有的泥化夹层厚度仅为1～2mm,常由具高交换能力的蒙脱石和伊里石组成,其摩擦系数f仅为0.20左右,变形模量E仅为10MPa左右。此外,在坝区内还有几条规模较大的断层,在其主断面上发现泥化物和碎块岩。

在地质勘察中,首先对岩体的构造和结构进行分析。在此基础上,布置勘探工作。除用小口径钻探(总进尺超过60 000m)取岩芯,结合井下电视、孔内照相进行观测外,还辅以大口径(=1 200mm)钻孔(进尺超过2 000m)及勘探竖井,以便查清软弱夹层的空间展布规律,分析其对稳定性的影响。同时,加强了施工开挖过程中的地质调查和原位监控,进行了地应力测量,研究了在地应力作用下,夹层可能发生的位错。

为了探索夹层的组织结构,矿物成分,采用了电子显微镜扫描、透射,X—衍光射,差热分析、比表面积测定等手段。为了预测蓄水后夹层力学性质可能发生的变化,对夹层进行了长达180～200天的渗透稳定性试验。此外,对孔隙水的物理—化学变化对力学性质的影响,也进行了研究。

在力学试验方面,着重进行了室内和野外抗剪、蠕变、松弛,及抗力体试验。在抗剪试验中,考虑到浸水、振动、长期渗透、反复荷载等因素对强度参数的影响。

在室内试验方面,除常规项目外,还进行了反复荷载达300余次的残余强度试验,试样面积为$32.2cm^2$的应力松弛试验,试件直径为8.6cm,长为28cm的圆柱体扭转蠕变试验。

在现场试验方面,除完成常规抗剪试验近300组外,还进行了抗剪蠕变试验及抗力体试验。抗剪蠕变试验采用的试体尺寸为50cm×60cm,持续时间长达3个月。抗力体采用的尺寸分别为11.65m×1.70m×2.30m及9.54m×1.70m×2.30m(长×宽×高)。规模之大,国内外均属罕见。根据试验结果,除提出岩体的抗力指标外,还提供了试体破坏过程,破坏形式等重要资料。

根据流变试验结果,建立了可以表达应力、应变(或位移)和时间关系的本构方程式,提出了能够确定长期强度,即上屈服值的方法,并提出了水平应力必须传递到较深岩层的设计原理。根据抗力体试验的结果,论证了多层面、多软弱夹层的岩体的破坏形式,认为其破坏形式

是挠曲、隆起及层面裂隙错动的综合结果,而不单纯是剪切滑动,从而提出设计中选用抗剪强度值时还应考虑限制位移的原则。

通过地应力测量,证明了在山前平缓河谷和产状近水平的白垩系红色地层中,仍然存在一定的构造应力。实测水平最大主应力约为 2～3MPa,远大于垂直地应力,而且地应力的释放是导致基坑岩体变形的主导因素——在粘土岩和粉砂岩中造成几厘米以至十厘米以上的位错,位错方向与构造主压应力方向一致。基坑开挖后导致的应力释放还会使岩体结构松动,透水性加大,并引起力学强度的降低。

上述研究成果均为大坝稳定设计和施工提供了重要依据。

四、二江泄水闸沿泥化夭层深层滑动稳定及工程加固措施

(一)工程简介

二江泄水闸是葛洲坝枢纽工程具有代表性的主要建筑物,共 27 孔,闸室长 65m,高 40m。基岩为钙质、粘土质粉砂岩。岩层中含 18 层软弱夹层,其中已经泥化的有 12 层。闸区岩体构造破坏轻微,在闸基附近有 30 条低倾角的小断层。断层破碎带宽约 5～20cm。断层面常附有泥膜。裂隙不发育也不切穿断层。坝区地震烈度在 6 度以下,设计时按 7 度设防。

闸区岩体属层状裂隙性含水岩组,受江水补给。地下水以层间水平运动为主,压水试验求得的单位吸水率大多小于 0.01l/min m^2,可视为不透水层。

(二)沿泥化夹层深层滑动稳定性计算

在充分分析试验研究资料的基础上选取设计参数,取最大水头为 27m,作用在闸上的水平推力 10 000kN/m,采用常规方法与平面非线性有限元方法计算。计算结果说明,闸室的位移量主要取决于基岩的变形模量。在设计水位下,闸室的水平位移在 10mm 左右,抗滑安全系数在 2.0 以上。

(三)基础处理措施

对软弱岩基采取了综合处理方案:

1. 抗滑稳定加固措施

曾对 4 种加固措施进行了方案比较,最后采用以下两种方案:

(1)混凝土齿墙方案:将闸首的混凝土齿墙加深,切断控制滑动的泥化夹层,深入到泥化夹层以下的基础内,充分利用基岩的抗力来增加阻滑力。

(2)防渗板加混凝土齿墙方案:在闸首上游设置 30m 长,3.5～5.0m 厚的混凝土防渗板,并将帷幕及排水孔向坝前方向移至防渗板首部的灌浆廊道内,利用防渗板上的水重增加阻滑力。

2. 防渗排水措施

在上游迎水面的基础廊道内,以水泥浆及丙凝浆为灌浆材料,设置阻水帷幕,并结合防冲要求,在上游设置 35m 长的混凝土防冲铺盖,延长了渗径。为减少扬压力,在基础廊道内设置排水孔幕。当排水孔穿过泥化夹层时,设置塑料过滤体,防止夹层机械管涌,也便于冲洗和调换,以保证排水畅通。

3. 控制爆破和防止风化

在开挖过程中,严格控制药量。在齿槽两侧采用预裂爆破。对开挖后不能及时浇筑混凝土的闸基,先浇一层贫混凝土作为保护层,防止风化。

(四)原位监测情况

二江泄水闸于1980年建成,自建闸开始就有计划地对基础扬压力、闸基位移及抗力体部位加固桩的应力进行原型监测。这期间经历了百年一遇洪水的考验。观测资料证明,实测数据与设计计算基本相符,均在允许范围之内。

五、二滩双曲拱坝[37]

(一)工程简介

在二滩工程以前,我们没有修建200m以上高坝的经验。二滩工程的建成填补了这方面的空白,在我国建坝史上,堪称一座划时代的丰碑。岩石地基研究被列为国家科技攻关计划,在诸多方面取得了突破性进展。工程建设采用世界银行贷款,国际招标方式进行。世界银行派出的国际特别咨询团(Special Board of Consultants,SBC)不定期地对有关问题进行了技术咨询。

二滩水电枢纽位于四川雅砻江下游的二滩峡谷内,河谷断面呈"V"型,河床覆盖层一般厚为20～28m,最厚约40m。主体工程为抛物线形双曲拱坝,最大坝高为240m。水电站装机4台,总容量为330万kW,安装于左岸地下厂房内。1992年底正式开工,1999年建成。

(二)工程地质简况

坝址区地处川滇横断山脉构造带,基岩由二叠系玄武岩和后期侵入的正长岩及因侵入活动而形成的变质玄武岩组成。坝区无大的断裂构造。地震基本裂度为7度,按8度设防。谷坡岩体水平卸荷深度为20～50m。两岸岩体呈6组陡、缓倾角节理裂隙,右岸坝肩有局部软弱条带分布,使拱坝建基于物理力学特性不对称的岩基上。

在水文地质方面,地基主要为裂隙含水岩体,无水量丰富的储水构造和承压水。岩体透水性随其结构和风化卸荷程度不同而存在明显差异。坝区地应力较高。据实测资料,谷坡下部新鲜完整岩体内最大主应力为18.8～38.4MPa,河床坝基以下,最大主应力为40～66MPa。

(三)坝基研究进展

对高坝坝基的研究,始于1980年,1985年完成初步设计。初步设计通过以后,"高坝坝基及可利用岩体质量标准研究"被列入第七个五年计划期间的国家攻关计划。

主要研究项目有:

(1)坝基岩体工程勘测研究,除常规方法外,在该项研究中还采用损伤力学的原理和方法,对岩体工程问题进行了深入探索;

(2)应用断裂力学理论研究断续节理岩体的破坏机制,并在此基础上,对岩体强度进行预测;

(3)破碎软弱岩带工程特性研究;

(4)地应力与坝基岩体关系研究;

(5)岩体质量分级研究;

(6)岩体力学参数及参数取值研究;

(7)岩体动力学研究;

(8)坝基弱风化及软弱岩体加固灌浆试验研究;

(9)坝基岩体稳定性分析研究;

(10)建基面优化及可利用岩体研究;

(11)拱座稳定性与坝肩岩体的关系;

(12)节理岩体的渗流特性;

(13)开挖爆破对坝基岩体的影响;

(14)大坝及地基的原位监控及安全评价;

(15)高拱坝地震设防标准。

(四)主要成果及工程应用

1. 二滩工程坝基岩体质量分级

在综合分析影响岩体质量诸多因素的基础上,选取了岩质条件、岩体结构(包括岩体完整性指标、结构面性状系数和岩体结构系数)、岩体围压状态和水文地质条件等作为控制性指标;选用主导工程地质因素定量参数的乘积来评价和表达岩体质量的优劣;提出了岩体质量系数(Zm)表达式。岩体质量系数(Zm)与岩石强度、节理面糙度、围压状态成正比;与体积节理数、节理面蚀变程度成反比。

为在同一工程对大坝地基岩体和地下洞室围岩之间建立统一的岩体质量系统,将坝基岩体质量系数 Zm 与国际上通用的地下洞室围岩质量指标 Q(N.Barton 分类方法),建立了对应关系。因此该质量分级方法,可同时应用于大坝地基和地下工程围岩评价。

上述研究成果已应用于二滩工程初步设计、优化设计和国际招标设计。

此外,还进一步在质量分级的基础上,深入研究了各级岩体的物理力学特性及力学参数,以此作为工程岩体稳定性分析的重要依据,并在宏观地质调查的基础上,籍助于岩体质量分级等综合手段,提出了一套岩体力学参数预测方法。

2. 拱坝稳定分析

在拱坝稳定分析中,主要手段仍是刚体极限平衡法,分别采用了剪摩公式和纯摩公式进行核算。同时还进行了三维非线性有限元计算及大型地质力学模型试验,对计算成果进行了复核。

在纯摩计算中,采用了浮值分析法。在剪摩计算中,采用优定斜率法得到的岩体抗剪参数作为设计指标,要求拱座稳定安全系数不小于 4,比现行规范规定的方法更为经济、合理。

此外,还开发了可考虑坝体—坝基—库水联合作用下的动静力三维非线性程序,研制了高拱坝可靠度分析系统。

3. 拱坝建基面及可利用岩体

对拱坝建基面,着重研究了拱座嵌入基岩深度的"深嵌"和"浅嵌"两种方案。所谓"深嵌"方案是按照现行规范要求将拱坝座落在新鲜基岩上;而"浅嵌"方案,可允许建基于弱偏微风化和弱偏强风化非卸荷岩体上,局部还可利用经过处理的弱偏强风化卸荷岩体。

"浅嵌"方案,虽然使坝肩抗力体体积减少,但坝的跨度也随之减少,坝体可相应变薄,从而使拱端推力减少,也改善了拱坝推力方向,因此对拱坝坝肩稳定安全系数的影响不大。经过综合分析研究,最终选用了"浅嵌"方案。

(五)地基处理

1. 灌浆

计算分析结果表明,二滩拱坝作用在岩体地基上的应力水平是相当高的。在大坝与地基接触面上,主压应力为 4.0~9.0MPa,最大主压应力可达 8.66MPa,这就要求地基岩体具有足够的强度和刚度。同时为了使坝基面上的应力能够迅速地扩散到深部岩体,还要求岩体具有良好的整体性和均一性。

对二滩大坝地基,尽量多地利用了弱风化中段 D 级岩体,部分地利用了弱风化上段 E-3 级岩体。该部分岩体分布在左岸中下部高程和右岸中上部高程范围内。岩体完整性、均一性

均较差,变形模量约 3.0～8.0GPa,裂隙风化显著,并普遍充填次生泥膜或夹泥。为了充分利用这部分质量较差的岩体,采用深孔高压固结灌浆的办法来提高该部分岩体的强度、刚度和整体性、均一性。

正式施工前,进行了现场灌浆试验。试验采用以普通水泥为主,超细水泥(比表面积 $S>800cm^2/g$)灌浆为辅的新工艺。经多种方法,包括开挖平洞、压水试验、超声波、原位大型剪切试验、室内光学切片鉴定等,对灌浆效果进行检测,均获得满意的效果。

整个大坝地基面分为常规固结灌浆和特殊固结灌浆两大类。常规灌浆适用于 A、B、C 级优良岩体,浆材为硅酸盐水泥,孔深 15～20m,灌浆压力为 0.5～1.5MPa。特殊灌浆适用于 D-1、E-3 等软弱岩体,浆材为普通水泥和超细水泥,孔深 15～25m,灌浆压力为 2.5～3.5MPa。

为减少地基变形,固结灌浆的范围在平面布置上向上游扩大 5m,向下游扩大 15m,在拱座部位,利用抗力体内部分排水平洞对坝肩风化裂隙岩体进行深孔固结灌浆。

2. 地基防渗排水

为降低坝基渗压,满足抗渗稳定要求,以设置多道排水帷幕切断渗水为主,设置防渗帷幕阻止渗水为辅的工程措施。

帷幕最大深度位于地下厂房前部,约 270m。拱冠剖面帷幕最大深度为 110m。灌浆压力根据地基情况和承受水头大小综合分析后分区设计,最大设计压力为 6.5MPa。

3. 软弱岩体及断层破碎带处理

对出露于基础面的软弱岩体、断层破碎带以及灌浆效果差的 E-3 级岩体,采用混凝土置换,混凝土塞等处理方式,改善了地基岩体的强度和刚度。

六、三峡重力坝

(一)工程简介[47]

长江三峡工程重力坝最大坝高 175m,长 2 309m,装机总容量 184×10^5kW。计划 2003 年第一台机组发电,2009 年全部建成,是世界上在建的第一大水电站。

三峡工程平面布置及厂房坝段剖面见图 5-1。

三峡工程重力坝是全球最宏伟的高坝之一。坝身泄洪流量大,泄洪建筑物复杂。大坝下泄流量千年一遇洪水为 69 800m^3/s,万年一遇加 10%。巨量的洪水全部集中在坝身宣泄。

大坝由 4 部分组成:

(1)河床中部泄洪坝段;

(2)左右厂房坝段;

(3)左岸升船机和临时船闸坝段;

(4)左右岸非溢流坝段。

(二)工程地质条件

坝址勘探工作历时 40 年以上。据初步统计在这期间共进行工程地质岩芯钻探 136 000m,勘探平洞和竖井 11 个,总进尺 3 066m,各项岩石物理力学试验 10 884 组。

坝址基岩主要为前震旦纪斜长花岗岩(约占 90%),其中含有闪长岩包裹体及岩脉。岩性均一、完整;力学强度高,微风化及新鲜岩石饱和抗压强度在 100MPa 以上,变形模量为 30～40GPa,纵波速度大于 5 000m/s。岩体透水性弱,单位吸水量一般小于 0.01$L/min\ m^2$,适宜兴建混凝土高坝。

坝区主要有两组断裂构造,一组走向 NNW,一组走向 NNE,倾角多在 60°以上,断层规模

不大,且构造岩胶结良好。性质较差的软弱构造岩主要见于走向 NE—NEE 组断裂中,但数量较少。缓倾角结构面在左厂房坝段坝基岩体内比较发育,在其余部位规模较小,连续性差。

(三) 坝基岩体力学研究

对坝基岩体重点进行了下列工作:

1. 风化壳工程地质特性研究

着重研究风化带岩体的工程地质特征。在此基础上确定建基面高程,探讨弱风化下部岩体作为建基面的可行性。

2. 断裂构造研究

着重研究继裂构造的成因联系及力学属性。对坝基岩体裂隙网络的展布形式及连通模式进行了数值模拟研究,得出了坝基岩体裂隙分组的概率密度,不同部位裂隙疏密网络及连通模式。

3. 缓倾角结构面工程地质研究

在坝基范围内,对缓倾角结构面的发育程度进行分区,统计分析得出缓倾角结构面的优势方向及连通率,提出缓倾角结构面相对发育区典型地段的概化地质模型,为坝基深层抗滑稳定分析提供依据。

4. 岩体卸荷带研究

通过综合勘探手段,得出了不同地貌单元卸荷带岩体的厚度,论证了卸荷岩体对坝基岩体工程地质特性的影响。

5. 坝基岩体水文地质特性研究

在大量室内外渗透试验及分析研究的基础上,圈划出较严重的透水地段,对裂隙岩体透水的不均一性,各向异性及疏干效应,也进行了现场试验及数值分析。此外,还结合地下水的长期观测,分析了岩体水动力学特征、动态变化及其影响因素。

6. 大坝建基岩体结构及岩体质量研究

利用勘探资料及试验成果,采取多因子综合分析方法对大坝建基岩体进行了结构分区和质量评价。

7. 岩体力学试验研究

在以往工作的基础上,又系统地进行了大量室内、野外试验,着重研究了大坝混凝土与基岩结合面的抗剪强度及不同类型结构面抗剪强度。利用勘探平洞进行了岩体位移观测及位移反分析。使用国产仪器和瑞典设备进行了深孔地应力测量(最大测量孔深为 250m)。

(四) 关键岩石力学问题及工程处理措施

1. 弱风化下部岩体的利用

坝基弱风化岩体的利用和建基面高程的优化,一直是科研、勘测、设计部门共同关注的关键问题。

坝区弱风化岩体可划分为弱风化上部岩体和弱风化下部岩体两个亚带。弱风化上部岩体完整性差,其中疏松、半疏松的岩石占 9%~18%,RQD 值一般为 20%~50%,透水性强,单位吸水率等于或大于 0.01L/min m^2 的试验段约占 65%。完整岩石的变形模量约为 43GPa,而疏松岩体的变形模量只有 2.6GPa,纵波速度为 2.6~5.1km/s,不宜作为大坝地基。

弱风化下部岩体以坚硬岩石为主,夹少量半坚硬、半疏松岩体,RQD 值一般为 70%~90%,透水性微弱,极微透水性岩体占 38%~52%,变形模量一般为 20~30GPa,纵波速度为 4.3~5.5km/s。以上数据表明岩体质量与微风化次块状结构岩体相当,其力学强度、变形模量

等均能满足建坝要求,仅透水性略强,经工程处理后,可以作为大坝建基岩体。因此,在地质条件较好的地段,部分利用弱风化下部岩体作为大坝建基岩体,据初步估算与利用微风化岩体作为建基岩体相比,大坝建基面平均提高 2m 多,可节省岩石开挖方量约 50 万 m^3,节省大坝混凝土方量约 43 万 m^3。

2. 左岸厂房:1—5 号坝段深层抗滑稳定

三峡大坝左岸:1—5 号坝段,基岩中缓倾角结构面较为发育。其中,在 3 号坝段基岩内最发育,缓倾角结构面的连通率达 83.1%。大坝建基面高程为 90m,坝后厂房的建基面高程为 22m。因此,开挖厂房基坑后,会形成一个高达 68m 的高边坡临空面,对大坝及地基稳定极为不利,是大坝设计中必须研究的重点问题。

在技术设计以前,曾对该区进行了大量地质勘探工作,包括平洞、钻孔和大口径钻探等。在单项技术设计阶段,又采用密集钻孔等手段,进一步查清了缓倾角结构面的分布情况和连通率。研究结果表明:缓倾角结构面性状较好,在弱风化以下的岩体中,没有发现软弱充填物。因此,以平直稍粗糙结构面为代表,选择了设计参数,进行稳定分析。

在稳定计算中,以刚体极限平衡方法为主,辅以线性和非线性有限元法进行复核。此外,还以 3 号坝段为代表,进行了比例尺为 1∶150 的地质力学模型试验。

为保证大坝在基岩上的稳定性,采取了以下综合工程措施:坝踵部位设置齿墙,底高程 85m;坝基面加宽约 16m;建基高程由 98m 降至 90m;高程 51m 以下使厂房下部混凝土与上游基岩紧密结合,使厂坝联合受力;基岩内加强排水措施;坝段间横缝设置键糟并灌浆,以加强大坝的整体性;以及加强下游岩石边坡的支护。

在上述综合地基处理措施中,值得提出是:

(1)在施工阶段,对厂房 1—5 号坝段岩石地基,使用预应力锚索进行了加固,共设置 3000kN 级预应力锚索 218 束,长 30~50m,钻孔孔径 165mm,总进尺 8445.6m。施工后经监测,锚索实际伸长量与理论值吻合较好,锚定后锚固损失为 1%~3%,满足设计要求。

(2)加强排水是保证岩体稳定一项重要措施。三峡大坝下游水位高,在设计水位时,下游水深达 60 米,因此在下游水深较大的地区,坝基面采取封闭式抽排措施。左厂房:1—5 号坝段的基岩内部也采取抽排措施,以提高其稳定性。

第六节　展望未来

一、难得的机遇

21 世纪,在岩石地基研究方面,我国有以下有利条件:

1. 我国是世界上最大的发展中国家,国民经济持续高速发展,基础建设规模庞大,为岩石力学包括岩石地基研究的发展创造了良好的条件。

2. 我国幅员辽阔、地质构造复杂,山地约占陆地面积的 2/3。在进入 21 世纪,尤其是实施西部大开发之后,我国在能源、交通、城市建设等方面将进入一个新的发展时期。以水电开发为例,今后的开发重点是西南、西北地区。这些水利水电枢纽的特点是规模巨大,有的坝高超过 300m,有的装机超过 1 000 万 kW。不少高坝将在极其复杂的地形、地质条件下修建。山高谷深,大流量、多泥沙、强地震、高地应力以及深厚复盖层等都是岩基研究中将要遇到的难题。

3. 我国具有广大的人才市场,经过近半个世纪的努力,尤其是经过实施国家科技攻关计

划之后,我们已经在极其复杂的岩基条件下,成功地兴建了一系列巨型工程。通过这些活动培养了大批人才,累积了丰富的工程经验,促进了学科发展。我国学者在岩石流变学、岩体工程地质力学、岩体结构学、关键块体理论、不连续变形分析、数值流形元分析、分形岩石力学、软岩力学和岩石力学反馈设计等方面的研究,在国际上占有重要地位,为今后的发展奠定了良好的基础。

二、严峻的挑战

我国还是一个发展中国家,人口多、底子薄、自然灾害严重、生态环境脆弱、水资源贫乏等都会在不同程度上制约我国国民基础建设的发展。

当前,信息革命的浪潮席卷全球。继因特网之后,数字地球(Digital Earth)正以空前的规模和速度推动着人类向知识经济社会迈进。作为地球科学的一个重要组成部分,岩石力学,包括岩基研究也面临新的挑战。国际岩石力学学会、美国、英国等发达国家都对此十分重视,先后建立了具有一定规模的信息网络。我国在这方面比较落后。今后除应建立常规网络系统之外,还要根据我国岩基研究的特点,建立专用网络。

近几十年来,修建在岩石地基上的建筑物规模越来越大,环境恶化的进程日益加速,必须引起高度重视。在环境保护方面,应该注意以下三个问题:

(1)环境恶化的进程,有时比较快,有时可滞后几十年,上百年,必须从长远的观点看问题;

(2)工程规模不一定越大越好,无条件地去争取"世界第一"似无必要;

(3)环境保护不但涉及地学领域的诸多方面,也涉及政治、经济、生态、心理、伦理等其他学科,必须从全国,甚至全球的角度来考虑问题;无数事实证明,"人定胜天"不过是一种幻想,人与自然协调发展才是正确的道路。

随着国际经济一体化进程的加速,当前国际上普遍采用管理信息系统(MIS),菲迪克条款(FIDIC),BOT(建设—运营—移交)方式等进行岩土工程,包括岩基工程的企业管理。我国对此不太熟悉,今后应加强这方面的工作。其他值得注意的问题是:

(1)我国在理论研究、计算分析方面有诸多优势。但在理论与实际、研究与应用之间存在脱节现象,分工过细,各自为政的现象时有发生,总体水平有待提高。

(2)在信息社会中,传统的学科分工现象已不符合时代要求。各种学科的融合、交叉、渗透已成为总的发展趋势。只有进一步把多学科的综合知识和丰富的工程实践结合起来,才能取得突破性进展。从事岩基工程的科技人员要自觉地关注,介入新领域,应用新方法,如地球科学系统、3S技术等,结合工程特点,进一步运用非线性科学的理论和方法来解决岩基工程问题。

(3)加强岩石力学基本性质的研究,使计算分析建立在比较可靠的基础上。

(4)系统分析总结岩基工程从勘测设计直到施工运转全过程的工程经验,建立完善的专家系统。

参 考 文 献

[1] Jaeger, C. Rock Mechanics for Dam Foundation. 8th International Congress on Large Dams, Edingburg, Supplement. 1964.

[2] Jaeger, C. Rock Mechanics and Engineering. Cambridge at the University Press. 1972.

[3] Hudson, J. A. Harrison, J. P. Engineering Rick Mechanics, An Introduction to the Principles. Pergamon. Oxford, U. K. 1997.

[4] 白武明,傅冰骏选编.陈宗基论文选.福州:福建科学技术出版社,1994.

[5] 潘家铮.重力坝的设计和计算.北京:中国工业出版社,1965.

[6] 潘家铮.建筑物的抗滑稳定和滑坡分析.北京:水利电力出版社,1980.

[7] 潘家铮.工程地质计算和基础处理.北京:水利电力出版社,1985.

[8] 潘家铮.论坝体深层抗滑稳定问题非线性分析中安全度的确定.岩石力学与工程学报,1985.4(1)

[9] 潘家铮.岩石力学与反馈设计.岩石力学,1996.

[10] 王思敬.坝基岩体工程地质力学分析.北京:科学出版社,1990.

[11]孙钧.岩石力学的若干进展.见:面向21世纪的岩石力学与岩石工程.北京:科学出版社,1996.

[12]孙钧.世纪之交的岩石力学研究.见:面向国民经济可持续发展战略的岩石力学与岩石工程.北京:科学出版社,1998.

[13] 周维垣,杨若琼.岩石力学数学模拟的现状与发展.岩石力学与工程学报,1998:17 增刊

[14] 傅冰骏.国际岩石力学与工程新进展.西部探矿工程,1997.9.2

[15] Fu Bingjun. Rock Mechanics and Rock Engineering in Hydro Construction in China, A Brief Review and Outlook for 21st Century. News Journal, ISRM, 1997, 5(1)

[16] 傅冰骏.对我国岩石力学与工程学科发展的若干思考.见:面向国民经济可持续发展战略的岩石力学与岩石工程.北京:科学出版社,1998.

[17] 傅冰骏.光辉的历程—纪念国际岩石力学学会成立35周年.岩石力学与工程动态,1997.

[18] 国际岩石力学学会实验室和现场试验标准化委员会.岩石力学试验建议方法.(上册)郑雨大,傅冰骏,卢世宗等译校.北京:煤炭工业出版社,1982.

[19] 傅冰骏.中国水工建设与岩石力学的工程实践.见:中国水利水电技术发展与成就.北京:中国电力出版社,1997.

[20] 中国岩石力学与工程学会岩石锚固与注浆技术专业委员会编.锚固与注浆全国首届学术会议论文集.乌鲁木齐:新疆科技卫生出版社,1995.

[21] 中国岩石力学与工程学会岩石锚固与注浆技术专业委员会.中国锚固与注浆工程实录选.北京:科学出版社,1995.

[22] 中国岩石力学与工程学会地面岩石工程专业委员会与岩石锚固与注浆技术专业委员会合编.地面岩石工程锚固与注浆技术学术研讨会论文集.北京:地质出版社,1997.

[23] 梁炯均主编.锚固与注浆技术手册.北京:中国电力出版社,1999.

[24] Anchoring & Grouting. Proceedings of International Conference on Anchoring & Grouting towards the Mew Century. Zhongshan University Publisher. 1999.

[25] Application & Development of Anchoring & Grouting Technology. Proceedings of the International Symposium on Anchoring and Grouting Techniques. Econarc Communication (Group) LTD, Hong Kong, 1994.

[26] W. Y. Zhou et al. The Reinforcement of Abutment at Lijiaxia Arch Dam, Proceedings

of 9th Congress ISLM, Paris, A.A.Balkema Press, 1999.

[27] Fu Bingjun, Qi Junxiu, Xu Shulin. Advances and state of Arts of Rock Anchoring Techniques in Hydraulic Construction in China, Anchoring and Grouting, Edited by Commission on Rock Anchoring & Grouting Techniques. CSRME, Zhongshan University Publisher, 1999.

[28] German Standard DIN4125, Kurzzeitanker und Dauer-anker, November, 1990.

[29] PTI Recommendations for Prestressed Rock and Soil anchors. Post Tensioning Manual, Fourth Edition, Published by PTI W. Osborn, Suite 3500, Phoenix, AZ, 85013

[30] 彭振斌主编.锚固工程设计计算与施工.北京:中国地质大学出版社,1997.

[31] 任宗社,邓德彬.三峡左岸厂房—社坝段基础加固预应力锚索施工.中国三峡建设,1995(5)

[32] 世界最新注浆技术总结.R.维德曼(R. widmann)主编.中国岩石锚固与注浆技术专业委员会译,1996.1

[33] Zhang Jinsheng et al. The Application of Chemical Grouting in the Foundation Treatment of Longyangxia Dam, Anchoring and Grouting, Edited by Commission on Rock Anchoring & Grouting Techniques. CSRME, Zhongshan University Publisher, 1999.

[34] Ewert, F. K. Rock Type related method for Grouting at Dam site. Anchoring and Grouting, Edited by Commission on Rock Anchoring & Grouting Techniques. CSRME, Zhong shan University Publisher, 1999.

[35] 柳载凤,吴崇礼.龙羊峡水电站不良地基的化学灌浆.见:中国水力发电年鉴.北京:学术书刊出版社,1990.

[36] 王志仁.乌江渡水电站岩溶坝基灌浆处理.见:中国水力发电年鉴.北京:水力发电杂志社,1984.

[37] 陈宗梁.世界超级高坝.北京:中国电力出版社,1998.

[38] Simonds, A. W. Final Foundation Treatment at Hoover Dam. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol 118

[39] 黄仁福.国外混凝土坝岩基处理情况综述.水利水电技术,1964(12)

[40] 徐麟祥.长江葛洲坝水利枢纽工程二江泄水闸沿泥化夹层的深层滑动稳定研究.岩石力学与工程学报,1982 1(1)

[41] 陈爱芬等.二滩拱坝坝肩抗滑稳定分析方法.水电站设计.1992.8(2)

[42] 何世斌、饶民爱.二滩拱坝基础应力分析.水电站设计.1992.8(1)

[43] 赵智华.二滩水电站基础处理设计.水电站设计,1994.10(2)

[44] 段乐斋.对二滩拱坝可靠度分析的几点认识,水电站设计,1990.6(4)

[45] 潘锡凡.二滩水电站大坝基础开挖.四川水力发电.1994(增刊)

[46] 陈秋巢,吴志勇,杨宏昆.开挖爆破对二滩坝基岩体的影响.水电站设计,1995.11(1)

[47] 中国长江三峡工程开发总公司编.长江三峡工程,1993.

[48] 潘家铮.关于三峡工程论证情况的汇报.见:中国水利水电技术发展与成就.北京:中国电力出版社,1997.

[49] 陈际唐,陆德源,刘宁.三峡工程大坝设计.见:中国水利水电技术发展与成就.北京:中国电力出版社,1997.

[50] 陈际唐,刘宁.三峡大坝左厂房坝段深层抗滑稳定问题.见:中国水利水电技术发展

与成就.北京:中国电力出版社,1997.

[51] 陈正作.拱坝沿地基面滑动的模式及其应力分析方法.见:中国水利水电技术发展与成就.北京:中国电力出版社,1997.

[52] Wang jiazhu. Major Problems with the Three Gorges Project. Proceedings of the International conference, Hydropower 96, China Water Power Press,1996.

[53] Chen Jitang, Liu Ning. Dam Design of the Three Gorges Project. Proceedings of the International Conference, Hydropower 96, China Water Power Press, 1996.

[54] 黄求顺.嵌岩桩承载力的试验研究.见全国建筑桩基技术规范专题报告.重庆建筑工程学院,1990.

[55] 郑颖人,刘兴远.山城建筑中的几个岩石力学问题.见:面向国民经济可持续发展战略的岩石力学与岩石工程.北京:科学出版社,1998.

[56] 刘兴远,郑颖人.影响嵌岩桩嵌岩段特性的特征参数分析.见:面向国民经济可持续发展战略的岩石力学与岩石工程.北京:科学出版社,1998.

[57] Long, E. C. et al. Finite Element Modeling of Rock-socketed Piles, Int. J. Num. Anl. Met. Geom. 1994.

[58] 邓小彬,郝江南.嵌岩桩的使用和推广.见:岩土力学与工程学术讨论会论文集.地下空间,1999.19(5)

[59] 黄志鹏,明可前.嵌岩桩荷载传递机理研究.见:岩土力学与工程学术讨论会论文集.地下空间,1999.19(5)

[60] 徐军等.嵌岩灌注桩承载力的可靠度分析.工程勘察,2000(2).

[61] 中国水力发电年鉴(1989～1991).北京:水利电力出版社,1992.

[62] 中国水力发电年鉴第四卷.北京:中国电力出版社,1995.

第六章　复杂条件地下洞室工程稳定分析及应用

我国发展国民经济的重点领域之一是开发更多的资源和能源,以及发展交通事业。但我国又是一个多山的国家,这意味着必须开挖大量的地下工程。目前我国已进入西部大开发的经济起飞阶段。因此,我们岩石力学工作者必将面临大量的地下工程问题的挑战。事实上我国已是世界上地下工程的最大开挖国。但采矿业随着深度的增加,复杂地层的巷道维护问题日益突出。特别是煤炭行业,每年因巷道的过度变形、底彭、顶板冒落等造成的巷道翻修量和人身伤亡事故是其他行业的数十倍。我国近年在铁路交通系统也将修建一系列的长、大山岭隧道而面临着大埋深条件下的复杂地层开挖支护技术问题。国内目前正兴建或刚建成的大型水电工程,如二滩、小浪底、广州和十三陵电站等与已进入立项阶段的小湾、溪洛渡、龙滩、水布垭、三峡右岸电站等都有规模巨大的地下厂房群体。

所谓的复杂条件就是上述所指的二重含义:一是围岩复杂,主要指的是软弱、破碎、易膨胀、大变形、节理发育、地下水富集、大埋深和高地应力区的岩层;二是工程复杂。如果系大断面巷道或为洞室巷道群体就属工程结构复杂。无论是一类复杂或两者并存,这时地下工程的开挖支护技术及其安全性就会形成难题。国际国内的许多专家也为此倾注了大量的心血,也取得了不少进展。这里重点针对上述复杂条件下的两大类岩体,即软弱具流变特性的岩体和节理岩体,研究岩体流变属性及其在软岩洞室中的工程应用。

孙钧在其新近出版的学术专著[19]中,比较深入系统地研讨了岩体流变(含物理非线性蠕变)的工程属性,展示了他多年来的大量流变测试成果以及流变问题的数值求解方法;结合“六五”、“七五”和“八五”攻关项目的工程实践,将研究成果应用于若干水电、矿山、国防和交通隧道与地下工程的围岩稳定及支护安全分析中,拓宽了岩石洞室与边坡工程中流变力学的进展。

第一节　围岩稳定控制理论与模拟方法的进展

一、地下工程开挖支护和围岩稳定的控制原理

将复杂地层中开挖地下工程和采取相应支护手段看成是一项系统工程。由于围岩是非线性的,所以要运用非线性的力学原理和方法为指导思想。应强调指出其开挖支护是在空间和时间不断变化的过程中实施的,而该施工过程实际上是对围岩进行的反复加卸载,因此要重视和考虑该过程对围岩稳定的影响。朱维申提出了与此相关的三条原理,其中主要部分参见文献[1]。

(一)施工过程力学原理

(1)工程岩体的稳定不仅与自然因素有关,还与人为的工程因素密切相关。

(2)复杂岩体的施工,对围岩是一个非线性的力学荷载过程。其稳定性是与应力路径及历史相关的。施工前要进行动态施工过程力学的优化分析,寻求几个较优方案,以供决策。

(3)根据岩体及工程特点,要有针对性地运用开挖和支护手段,把有害的影响及隐患控制在尽量低的范围内。

(4)做好施工期间围岩动态响应的观察和监测,用以判断施工方案的合理性,并及时调整。

(5)强调勘察、设计、施工、科研各环节紧密结合、相互渗透,允许调整施工方案。

(二)能量转化原理

对于软岩巷道支护问题,工程界长期以来对是否要"先柔后刚"的方针来实施支护一直有争议。此外,对"柔"到什么程度,"刚"到多少以及什么时候再设置刚性的二次支护都有不同见解。从能量分析的角度提出的"能量转化原理"对此做了科学的解释。

洞巷开挖的非线性能量守恒定律在一定条件下可简化为 $U_c' + W_n + W_f \approx Const$,其中:$U_c'$ 为在非完全弹性介质中开挖洞巷时围岩中重新积聚的弹性能;W_n 为开挖洞巷过程中损失的非弹性能;W_f 为人工构筑的支护所吸收的能量。这就是说在允许围岩先变形和损伤到一定程度即 $U_c' < [U_c]$ 及 $W_n < [W_n]$,并不至于使围岩过度破坏的情况下,应使 $W_f \to W_{fmin}$ 就可使支护的代价最小,且保证了巷道的稳定。就有一个 U_c'、W_n、和 W_f 三值的优化问题。

此项原理可归纳为以下几条:

(1)对非线性的复杂围岩,当其潜在的变形能很大时,应使其非弹性的变形能 W_n 得到适量的释放。但不能达到使整体围岩失稳坍落或大到其变形量影响使用空间的程度。

(2)围岩中重新积聚的弹性能 U_c' 可以尽量保持较高值,但对脆性岩石则不能使其增大到有可能发生岩爆的程度。

(3)由于支护所吸收的能量 W_f 是与 U_c' 和 W_n 成反比的,要使支护代价尽量小,应争取 W_n 和 U_c' 达到较高值。但由于前两条的限制,则应进行三者的优化分析,以达到既安全又经济的目的。

(4)某些支护形式是与围岩结合为一个整体的(如锚固、注浆等)。这就使相关区域的围岩也成为支护的一部分。这时应使支护技术充分发挥围岩的强度和刚度潜力令其本身能吸收更多的围岩变形能,以降低支护的成本。这种主动支护形式就比传统的被动支护形式更为有效和经济。

(三)时空变载原理

前述两项原理在随后的工程应用中又逐渐得到深化和发展。近年来又提出了适于复杂地层开挖和支护研究的"时间和空间载荷变化分析原理",简称"时空变载原理":

(1)地下工程是建造在具有一定初始应力的围岩中,复杂地层中的施工和维护难度强烈受到应力场及其方向的影响。在设计工程的主轴方位时应充分注意使二者的主向较为有利于工程的稳定。在围岩中若存在系统的构造断裂(断层、节理等),则还应注意洞轴与不利稳定的构造方向间的关系。在预测围岩的失稳类型和失稳程度时就应以三者间方向的相互关系为优化抉择的主要依据。

(2)无论是开挖和支护都是对围岩施加的一种荷载。对于施工工期较长的长大洞巷或大断面洞室群,其不断推进的开挖支护,对围岩的每一个特定部位几乎都是一个反复的加卸载过程。因此,要注意研究围岩在这种不断加卸荷变换状况下其力学特性的变化。

(3)工程开挖从宏观来说似乎是对围岩的一种卸荷行为,但实际上从力学分析角度来看,即使对同一个开挖断面,一般来讲围岩周边总是同时存在着加载区和卸载区。这两种区域往往是成对相隔分布的,其分布方位与初始地应力场的主向相关。沿着这个主向一般都为卸荷区或主要的能量释放区。对于三维空间来说其加卸载区的分布就更为复杂了。

(4)对软弱围岩,由于一般的具有流变性能。在研究开挖支护对围岩的作用时,不仅要考虑推进过程中其空间坐标的变化,还应考虑时间效应,这就是时间和空间的双重效应。

(5)在对这种情况做数值分析时,应考虑到其加卸载过程特定应力路径和时间效应的特点。若不符合上述的实际情况则会得到不真实的结果。因此,时空仿真分析十分重要。

(6)由于复杂地层中的这些特点,其开挖和支护影响的科学分析实际上是一个对开放的系统的系统工程分析。施工过程中围岩与外界有十分明显的能量交换。所以,今后的数值分析方法中应充分考虑空间和时间双重作用下的能量耗散问题。

以上述三条原理为核心形成的地下工程围岩稳定和控制研究及应用新体系可用图 6-1 表示。

- 复杂地层地下工程开挖和支护的原理方法及工程应用
  - 复杂地层的地质勘察重点
    - 工程所在地区的初始地应力场的研判及测试
    - 工程区断层及节理组分布规律及特点的勘察
    - 地下工程围岩力学性质的试验研究或类比性研判
  - 复杂地层的围岩稳定性力学基础
    - 节理岩体
      - 断续分布节理岩体的典型变形和破坏模式,本构关系及损伤演化方程
      - 岩体强度和破坏机理
      - 非线性力学分析法(节理单元等效分析法,节理刚度型断裂分析法,能量型断裂分析法)
      - 工程岩体模式识别和参数反分析
      - 锚固件穿越单一或群体节理的二维和三维分析方法
    - 软弱岩体
      - 流变岩体的系列力学模型,巷道稳定分析的解析和数值方法
      - 软岩加固的物理模型研究和分析方法,加固后强度增加的定量表述
  - 施工过程力学、挖及加固时空关控制原理
    - 非线性围岩开挖过程能量转化原理
    - 单一巷道开挖支护的时间空间荷载变化分析原理
    - 大型群体洞巷分期开挖支护的时空控制原理
  - 复杂地层工程施工围岩控制的优化设计方法
    - 单一巷(隧)道建造方案稳定性控制的优化设计方法
      - 流变力学分析设计法
      - 损伤流变分析的支护设计法
    - 大型群体洞巷建造方案定性控制的优化分析方法
      - 结合工程条件的重点列举分析法
      - 动态规划原则和人工智能技术的优化分析法
  - 软岩巷道新型支护方法和技术
    - 新方法
      - 倾斜交叉布锚法
      - 顶板锚筋支护加固法
      - 钢绳短索托梁技术
      - 锚柱和注浆结合的加固技术
    - 支护新构件
      - 可伸缩式锚杆
      - 聚合物柔性喷混凝土层
      - 钢索托梁全套工艺结构
      - 短塞式管注锚杆

图 6-1 复杂条件地下工程围岩稳定控制研究及应用新体系

二、复杂地层的围岩力学模型及模拟方法

正如前述所说,复杂地层包含了众多的复杂地质条件。但这里主要指两大类型常见的问题:一种是相对较为坚硬的岩质,但其节理或断层发育,或地应力较高,或有渗漏问题等(水电工程为主);另一种则为埋深大或地应力高的软弱破碎地层(以煤矿等工程为主)。以下将分别讨论这两种地层围岩力学特性的研究方法和力学模型。

(一) 节理发育围岩的基本力学特性

对我国大多数大型水电工程,特别是位于山谷区的工程往往有大型地下厂房群。其围岩大多赋存有若干组节理裂隙。而围岩的稳定性则主要将取决于这些节理裂隙在开挖后的行为

及对岩体强度和变形的影响。一般来讲这些节理多为构造形迹且成组出现。它们的分布多为断续性的。从地质构造分类来讲洞室围岩的节理裂隙主要是四级或五级构造。这种既非完全连续又非完全断开的介质研究起来难度很大。因此,采用了以模型试验和分析模型相结合的方法来进行模拟研究,并将二者的结果进行对比,相互检验。最后在现场应用时以观测资料为依据,再用反分析和正分析的方法不断改进,以求不断完善[1]。

1. 节理岩体的模型试验研究

参照我国某些典型水电工程的节理围岩特点,如:二滩电站、小浪底电站、广州蓄能电站、李家峡电站等工程的围岩特点。以几种典型节理组合为研究对象开展了大量的节理岩体力学特性研究的平面模型试验。其试验技术方法及试验结果见文献[1]。节理岩体分为四种类型,用综合性包络线表示的四种岩体的整体强度,材料强度和节理面强度。采用了归一化的比强度的分析法,定义比粘聚力及比内摩擦系数为岩体或节理的指标与材料指标之比。

节理岩体的三种强度的相关关系可近似取节理岩体的整体内摩擦系数等于材料及节理面平均内摩擦系数;而节理岩体的整体粘聚力为材料及节理面平均粘聚力的 20%~30%。

2. 节理岩体的非线性力学模型及分析方法

(1)节理刚度法断裂损伤模型[1]:本模型是运用弹性体功的互等定律,引入传压和传剪系数 C_n 及 C_τ,在裂隙的变形参数上引用节理单元的法向和剪切刚度参数而推导出二维及三维问题的本构方程。损伤演化方程不是采用裂纹的共线扩展,而是采用次生的拐析裂纹模型。其原理是应用断裂力学方法,并考虑裂隙面闭合时产生内摩擦力和粘聚力。对二维情况,针对多组裂隙推导了损伤演化方程。

以上述推得的公式编制了计算程序。对裂隙岩体的变形及强度特性进行预测,并与相应的模型试验进行对比,取得了良好的效果。

(2)节理岩体加锚时的损伤断裂模型:李术才等按应变能等效假设和自洽理论建立加锚条件下节理岩体的本构关系和损伤演化方程。推导出了压剪应力状态,张剪应力状态的本构方程和损伤演化方程[2]。

张强勇等通过引入有效应力反映拐伤与塑性变形的耦合效应,导出了能量损伤演化方程。应用不可逆热力学定律、广义正交法则和塑性损伤一致性条件,建立了裂隙岩体在初始损伤、损伤演化和塑性损伤变形状态下的三维弹塑性损伤本构关系。同时还建立了锚杆支护的空间损伤岩锚柱单元模型[3]。

(二)软弱具流变特性围岩的力学模型及分析方法

对于软弱具流变性论的岩体,如果其初始地应力场属各向均匀场,并且围岩单一,则可采用解析方法求解围岩稳定和支护计算。若不能满足此条件,则可采用数值分析法分析计算。对许多不同围岩采用解析法提出的一系列流变模型可见文献[1]。

1. 粘弹—粘塑性围岩的二维数值分析

对二维问题可采用反映围岩粘弹—粘塑性特性的西源模型。通过分析粘弹性应变增量和粘塑性应变增量,求得该模型在三轴应力状态下的一般表达式。

采用上述模型和分析法可以利用有限元法分析相关地下工程的围岩稳定和支护方案问题。

2. 围岩稳定的流变损伤分析

由于软弱围岩在一定条件下发生显著变形时,往往产生大量裂隙从而发生扩容,因此运用流变损伤力学原理作稳定性分析是一种合理的选择。在损伤力学的运用上就有有效应力和表

观应力采用的 Desai 提出的基于各向同性损伤概念而提出的关系式。我国著名专家陈宗基先生曾提出了岩体扩容起始的判据。

流变损伤的本构方程采用等效应变的原理和以有效应力代替原来的表观应力,根据导出的损伤变量表达式,得到在某时段内表观应力增量与当前时刻的有效应力状态、损伤状态,以及该时段内损伤的变化及有效应力的关系式。

3. 围岩有膨胀性情况下粘弹塑性分析

当围岩中有遇水膨胀的岩层时,地层外水入渗、水工隧洞内的水外渗或施工用水都可能导致围岩膨胀。对较软弱的围岩,这种膨胀力(或膨胀变形)将会与围岩流变变形相耦合而形成复合性压力作用在支护(衬砌)上。同济大学孙钧对这一情况提出分析模型和方法[4]。根据岩石膨胀试验结果的回归分析,得到了膨胀主向应变与主向应力间的关系式。在做出一些必要的假定之后,提出了相应的膨胀模型和本构方程,该模型将膨胀的计算问题归结为流变计算问题,在计算中考虑了应力场和渗流场的耦合作用,也考虑了岩石吸水后弹性模量和剪切强度的降低。

第二节　地下工程的优化分析及施工原则

一、单一的软岩巷道开挖支护的优化分析和设计计算

我国当前地下工程特别是隧道工程的开挖支护设计主要还是依据围岩分类。目前除了可参考国际上的南非围岩分类法(RMR)和挪威围岩分类法(Q 系统)以外,国内各大行业系统都有自己分类方法,1994 年又出台了一套国标分类法(工程岩体分级标准)。但这些分类方法仍都具有一定局限性,比如说对初始地应力因素的影响有的分类就没有反映,有的方法中很难合理地将其量化。以下将介绍某些较有特色而有代表性的开挖支护设计方法。

(一)类比分析法[5]

李世辉等提出了一种将围岩分类与简易的数值分析相结合的方法。使分类法向前推进了一步。其原理是将隧道围岩一支护体系看成一种开放的复杂巨系统。其方法由典型个体测试数据,分类与类比,理论分析三个相互渗透的子系统有机结合而成。并且先后已开发了可实现人机对话便于现场应用的 BMP 等若干系列性的程序,既可用于单一隧洞,也可用于洞群的反分析和正分析。已先后在引大入秦工程有关隧道和二滩导流洞工程等现场使用,取得好的效果。

(二)围岩松动圈支护分类法[6]

董方庭等经过多年在煤炭矿山巷道的实践并做了若干模型试验进行验证而提出的。其主要指导思想认为围岩失稳,主要是因为地应力重分布与围岩强度二者相互作用使围岩达到破坏的结果。但测试地应力和测取现场围岩强度都不是每个工程所能轻易做到和测准的。但较易于实施测试的围岩松动圈却是这二者相互作用的结果。此圈范围越大越难支护或说支护措施的代价和要求也越高。这时围岩的收敛位移也越大。因此,可用实测到的该圈范围的大小进行支护分类,并且提出了相应的围岩支护分类表,在许多矿山取得了一定的成功。该法的一个不足之处是必须在已实施开挖的巷道现场才能测到松动圈进而确定其分类级别。这说是说在施工之前难以进行支护方法的预设计。

(三)流变性围岩的支护设计计算及优化

软岩巷道分为全部或部分围岩是软岩两种类型。首先根据地质资料和现场或试验室岩体力学试验数据判断所研讨的工程围岩属于何种类型的本构模型,选取合适的力学分析模式,并在考虑尺寸效应条件下选用合理的力学参数。然后进行软岩巷道的稳定分析和支护设计。

由于软岩在多数情况下流变效应都比较明显,因此对有时间效应的软岩,应采用‘流变力学设计’的方法。当初始应力场为非均匀场时,可选用合适的本构模型(如弹塑性、粘弹塑性或流变损伤模型等)用数值方法做分析,确定一次、二次支护的刚度和二次支护的合理时机(或用现场变形监测曲线来确定此时机)。对此类软岩当初始应力场为均匀应力场时(即远区的 $P_v = P_h$ 时),可以用解析方法来做支护的优化设计(确定刚度、合理支护时间等)。

如朱维申曾提出粘弹—塑性围岩,其支护上的应力状态的切向分量表达式表明,衬砌上荷载是与其设置时间、当时塑性区大小、衬砌与围岩剪切模量比及各种物理、力学、几何参量有关的函数。衬砌设置愈晚,荷载愈小。[1]

在研究软岩巷道设计和支护方案及其实施的合理时机时,有时为了更好地考虑时间和空间效应,要进行轴对应的围岩应力分析或三维数值分析。以研究超前台阶开挖或大断面的巷道的分部开挖以及随后的支护效应,并做多方案的比较。这可以在施工前进行预分析。施工开始后进行反分析或反馈分析以调整最初的施工方案,使后续方案更为优化。

(四)复合支护结构的计算[4]

孙钧对隧道(或巷道)的围岩稳定和支护提出了两种承载的概念。认为对中等强度的围岩,应尽量采用喷锚支护使围岩形成一个(第二类)承载环以保证隧道的稳定。但对较软弱的围岩,则必需采用锚喷支护以外的附加支护以形成第二类承载环。对第二类承载环若采用二层结构的复合支护形式,提出了相应的实用计算方法。其中包括:根据结构特点,认定喷层和内衬结构的内力主要由形变压力产生;而后者的形成和分布规律与围岩变形的依时性特征相关。该依时性可简化地用三单元粘弹性模型表述;由形变压力产生的复合支护内力可借助变形协调条件建立计算方法。该种支护的截面设计要进行抗剪、抗压、抗拉能力和洞径向张应变的验算。

(五)大断面软岩巷道分部开挖支护过程的仿真模拟

由于软岩的非线性性质,模拟其开挖支护的真实过程十分重要,因为过程不同其结果也会相差很大。朱合华等[7]根据此问题的特点,建立了一种施工动态仿真数值方法。用该法可在施工设计阶段预先模拟施工过程。还可在施工中进行动态反演分析,并研发出一种集成化的通用软件系统。陈锦清[8]、陈钧等[4]也曾对大断面巷道采用不同分部开挖方案时的围岩塑性区和收敛位移值做了分析比较。表明各种方案的结果也有相当大的差异。

二、复杂地层中修建隧道的指导原理[9]

据不完全统计,我国在铁路部门已建成的隧道已超过 5 000 座,总长超过 2 000km。自新奥地利施工法传入我国以来,我国的修建经验和技术实际上已在多方面超出了新奥法。王萝恕提出应总结并形成‘中国隧道修建法”。他认为应以岩体力学原理为基础,以支护与围岩共同作用的现代支护理论为依据,抓住四大原则:(1)一切施工方法和支护手段要紧密围绕维持围岩稳定的目的;(2)把支护和围岩视做共同承载结构;(3)用现场量测试验了解和掌握围岩—支护体系的力学动态,进行反馈设计和施工;(4)开挖后及时加固,稳定围岩;(5)开挖处于时空不断变化中,应使开挖系统具有整体性、有序性、反馈性、动态性等,使之处于人为的控制之中。

衬砌结构。以三种形式应用于不同条件:(1)特长、长大隧道应采用复合衬砌结构。初期

支护有锚、喷、网和钢拱架等组成。二次衬砌由模筑混凝土或钢筋混凝土组成;(2)一般中长隧道可用单层模筑混凝土衬砌,有时也可先用临时喷锚支护;(3)地层强度高,围岩完整性好时,可采用单层喷锚永久支护结构。

应确立两个设计阶段的法规:一是预设计;二是施工中的信息化反馈设计,后者更为重要。

环境管理(防排水)。根据不同环境及要求,要确定是以排堵结合以排为主还是以堵为主的原则,并设计好排水系统。注意环境的综合治理,为现场工人减少身心危害和负担。

施工方法。提出了共 20 余条施工要点,以保证在围岩稳定的条件下安全施工。其要点主要包括以下方面:

1. 快速施工。用矿山法时,好岩石可全断面开挖,或先导坑后扩大,或加设辅助导坑等;

2. 软弱地层。应采用正台阶法施工,绝不能采用半断面超前施工又不设仰拱的方法,应尽快形成一次支护的封闭断面是成功的关键;

3. 开挖后及时喷射混凝土,加设短锚杆。在恶劣条件下采用超前支护、注浆加固,不允许过多释放围岩的变形能;

4. 特大断面,据不同条件可采用中隔墙法、中隔墙交叉台阶法、双侧壁导坑法等;

5. 软弱围岩中实施管超前、严注浆、短进尺、强支护、紧封闭、勤量测的 18 字方针;

6. 支护顺序为一次支护自上而下进行,待围岩稳定后再做二次衬砌,这时应自下而上进行。底部混凝土先铺,对围岩稳定至关重要;

7. 因施工对地层扰动深度一般在 2.0～2.5ｍ,因此尽速设置长度为 2～4ｍ 的中短锚杆较适宜;

8. 超前地质预报已日趋成熟,应正式列入工序环节;

9. 监控量测是核心工作,必须作好,重点注意一倍洞径处的隧道变化。

三、大型洞室及其群体的稳定性和施工方案的优化分析研究

在大型水电工程中地下洞室群体的规模往往很大,结构复杂。大多由二大洞室或三大洞室以及它们间的许多联络通道组成。而在矿山,比如井底车场或采场附近也是巷道密集的部位所在。在复杂地层中开挖这类工程群体,其开挖支护顺序和方案对围岩稳定的影响至关重要。朱维申等在前述的施工过程力学原理指导下,提出了用动态规划的方法和人工智能技术相结合的办法来做多因素多方案的优选工作[1]。

(一)动态规划分析法

动态规划是解决最佳化问题的一种特殊途径。他可把一个 n 维最优问题变换为 n 个一维最佳化问题。它的一个最重要的特点是把一个复杂的系统工程决策问题化为分段决策问题。该方法中的关键元素是级、状态、决策、变换和效益。我们在确定施工顺序的优化方向时采用的判据,即收益函数,用的是围岩中塑性区(当用弹塑性模型时)或损伤区(当用断裂损伤模型时)的面积多少作为决策依据。

现以某蓄能电站作为应用背景来说明。该电站分主厂房和主变室。主厂房和主变室根据设计要求分别为 6 步开挖(编号为 P1, P2,… P6)和 4 步开挖(编号为 T1, T2, T3, T4)。

根据假设,按照列举法,其可能的施工方案约有 168 种。对这么多方案一一作有限元计算实际上是不可能的,也是不必要的。以往的研究就是从这些方案中挑选出极有限的几种方案进行比较,发现一些规律,从而得出"最优"方案,这是很粗糙的也是不严格的。这里的方法就是从可能的方案中以科学方法找出最优方案。其所需算题次数为

$$n = E_s N_c$$

式中：E_s——总开挖步骤；

N_c——洞室群个数。

对于本例 $n = 10 \times 2 = 20$，即做2次有限元计算便可得出最佳施工方案，从而大大节省了计算量，并能找出最优方案。

(二)人工智能技术的应用

大型洞群分部开挖施工顺序的可能组合非常多，若有两大洞室则施工排序方案可能有百余种，对三大洞室则将达上千种，若全部用手工排列，工作量很大且易遗漏。另外，在做优化分析时需准备的计算用的数据文件也十分浩繁。因此，对这两方面工作运用人工智能技术来解决，将洞室群分部开挖自动排序，数值计算所需数据文件自动生成，结果效果良好。

第三节　地下工程围岩变形反分析方法的研究进展

一、反分析方法的研究进展

从70年代起，日本、美国、意大利等学者就开始进行了岩体位移反馈理论和应用的研究。其中最有代表性的是日本的樱井春辅提出的位移—应变反馈确定初始地应力与地层弹性参数的有限元法。其特点是设岩体的垂直向地应力近似等于自重应力，水平向地应力和地层的 E、μ 值可以用多次重复计算来确定。90年代，又发展了弹塑围岩中的一种简化实用的反分析法。意大利的 Gioda 研究了多年，也提出可同时确定初始地应力和地层参数的优化反演理论及方法。

国内杨志法在80年代初提出了对弹性介质围岩运用位移图谱法做反分析的方法[10]。其原理是将初始地应力荷载分解为四种形式。对不同工程条件，其实际初始地应力可由上述四种形式的某种组合叠加而成。再设定几种的典型洞型作为标准洞型。通过计算分析，对它们分别得出与各类荷载相应的位移值，并将其绘制成一系列图谱。若实际工程的计算剖面与“标准洞型”几何相似，并且约束条件和弹性方程也相似，则即可利用图谱根据实测位移，直接得出初始地应力或地层的弹性参数值。

吕爱钟等对弹性介质位移反分析做了参数辨识的多方面研究[11]。并对现场位移测点(线)的最优布置等做了较系统的研讨，以便提高位移反分析的精度。再利用此类反分析确定地下结构载荷时对所遇到的解的不稳定性问题做了全面的研究，取得了成果。

王芝银等对反分析问题中的非线性问题、时间相关性问题、空间效应以及如何消除测前丢失位移的影响方面做了较深入的研究[12]。并就粘弹性、粘弹塑性问题和三维反分析等方面提出了相应的反分析方法和实用性较强的程序设计。

90年代杨林德、冯紫良、朱合华等也出版专著全面系统地论述了国内外反馈理论及应用的现况[13]。除了对弹性、粘弹性及弹塑性问题做了研讨外，还详细地介绍了非线性反馈问题中的优化搜索和目标函数的逼近问题的诸多方法。该项工作中还特别研讨前人很少涉及的非线性问题的摄动数值法以及围岩本构关系和模型识别问题。对后一问题，着重讨论了确定性形变场的模型辨识和多介质材料的模型识别。并给出了许多工程应用的算例。

由于岩土力学的非确定性特征很明显，孙钧、蒋树屏等在其共同撰写的专著[14]中系统阐述岩土力学反问题的建模原理和方法，包括处理观测中不确定性的最优目标函数、模型的不确定性等问题；洞室围岩变形随机预报的原理和方法；稳定的可靠性评价；对洞周围岩的非确定

性非线性动态问题,则采用扩张卡尔曼滤波器的有限元的基本原理和方法进行研究,并对上述各种问题给出了许多工程应用的实例。

二、反分析方法的工程应用

在工程地质和水文地质勘察工作中,首先要搞清地层中的各类主要构造形迹的分布规律、发育规模,其力学特征及有关参数等。更要知晓其初始地应力的量级、方向、各分量的倍比等。并要掌握围岩代表性部分或现场岩体力学基本参数。对于较重大的工程需要安排一定的地应力测试和现场岩体力学试验。但有时不具备这种可能性时,就可采用前期小型地下勘察工程或早期的开挖工程的位移或应力监测反分析的方法来获取其中重要的地应力或岩体力学参数。

(一)弹性位移反分析及三维应力场拟合

在二滩电站工程现场采用弹性位移反分析方法,在预定要开挖地下厂房的位置先期开挖了变形观测试验洞,其断面尺寸为 2.5m×5m,在洞的侧壁及顶拱埋设了多点位移计。其中有一部分为预埋孔,可以测到开挖变形全过程。

设围岩体力学参数为已知,而推求初始应力场,最后得到二维条件下其最大主应力为 23.7 MPa,而根据现场实测得知大部分测试结果为 25 MPa 左右,可认为二者是相符合的。二滩工程开挖观测洞做反分析在我国水电工程中是最早的实际应用。

对二滩工程还进行了三维初始应力场的应力反分析,采用的是三维应力函数法。用此法得到的若干关键点的计算值与应用二滩现场实测资料的几个主要测点数值的对比表明二者符合情况较好。

(二)粘弹性反分析及工程应用

武汉岩土力学所曾结合军都山隧道的黄土段大型隧道做过现场变形监测,并用粘弹性模型做过反分析。主要实测孔是设置在隧道前方洞顶的预埋孔。分析时是将问题简化为一个虚拟三维问题,运用有限元法做粘弹性计算。

将有限元解的结果与实测值的拟合结果做了对比。根据反分析得到岩层的主要参数为 $E_1=15.2$ MPa, $E_2=45.8$ MPa, $\eta=5\,504.3$ MPa。这些参数与其他工程类似岩层的已知参数对照后,可认为其结果是可信的。

(三)横观各向同性岩层位移反分析

对李家峡水电站的一个变形观测试验洞的围岩深部和表面位移资料进行了横观各向介质的位移反分析。其岩性为粉砂岩夹泥板岩或泥板岩夹粉砂岩。为了加速优化分析的速度,分别运用和比较了四种最优化方法:单纯形加速法、复合形加速法、混合罚函数法和新鲍威尔法。四种方法的最终计算结果见表 6-1。先前曾单独在现场进行过地应力测试。其结果为 $\sigma_x=-9.39$ MPa, $\sigma_y=-4.75$ MPa,此结果与上表中结果相比可知二者是相当接近的。

各种优化方法的最终计算结果　　表 6-1

优化方法	迭代次数	目标函数值	待反分析参数值(MPa)			
		(10^{-5})	σ_x	σ_y	E_1	E_2
单纯形加速法	15	3.2	-9.04	-4.74	21829.6	30294.0
新鲍威尔法	50	2.5	-9.00	-4.80	21700.0	30560.0
复合形加速法	15	2.2	-9.04	-4.74	21721.6	30224.5
混合罚函数法	43	3.6	-9.27	-4.80	21700.0	30800.0

(四)弹塑性反分析的工程应用

对湖北宜昌一个工厂的洞库工程进行了位移监测反分析。该洞库断面尺寸为 6.7m×7.5m(宽×高)。岩层为砾岩和砂岩互层。在洞顶和洞壁安设了多点位移计以观测位移。在反分析初始地应力和综合优化反分析时采用了单纯形加速法而反分析岩层 c, φ, E 值时采用了新鲍威尔法和混合罚函数法的优化程序。以反分析法所得结果与开初用类比法估测选用值的对比,见表 6-2。可看出前者的数值比原来估测的数值都要低。

原估测参数与反分析结果对比　　表 6-2

参　数 / 岩　性	E(MPa)		c(MPa)		φ(°)		地应力
	A	B	A(均值)	B	A(均值)	B	B
砂岩	4800	3000	1.1	0.92	46.4	41	$\sigma_x=-1.25$
砾岩	15000	10800	0.9	0.92	49.2	41	$\sigma_y=-0.55$
粉砂岩	1600	1200					$l_{xy}=0.3$

注: A 为原预测类比试验法数值; B 为反分析法数值。

(五)节理岩体二维反分析

广州抽水蓄能电站利用先期的支洞变形观测资料,进行节理围岩的反分析,最后将利用得出的参数对下一步主洞施工顺序优化和围岩稳定性进行研究。

1. 工程概况

广州抽水蓄能电站一期工程的主厂房、主变洞及排风洞、交通洞等的有关支洞埋深均大于 200m。洞室区域岩性单一,主要为燕山后期中细粒花岗岩脉以及其他岩脉等。基岩 30m 以下一般可见到弱风化带。根据设计院提供的地质素描图及排风洞、交通洞及主厂房的节理分布规律的有关资料,主要存在二组节理,共 179 条,其密度一般为 0.5~1.0 条/m,连通率达 100%的有 24 条,50%~70%的有 35 条,30%~50%的 119 条,加权平均连通率约 50%。

根据节理分布及其与洞室的相对关系,在分析中考察两种情况:一是视为各向同性均质体,二是考虑有规律分布的节理,近似视为正交各向异性介质。为了对大型洞室的开挖工程进行安全性预测,对排风洞的三个断面进行了位移观测。

2. 观测资料的修正及反分析[1]

由于提供观测资料的埋点(孔)都设在工作面后方一定的距离,因此观测量已漏失了设点前已变形的部分。此漏失部分需用三维有限元进行逐点估算,并得出相应的修正系数。

地应力场按设计院报告中的估算公式计算并取得覆盖层厚度 H 为 450m,算得初始场为

$$\sigma_x=6.89\ \mathrm{MPa}\qquad \tau_{xy}=-0.49\ \mathrm{MPa}$$
$$\sigma_y=9.16\ \mathrm{MPa}\qquad \tau_{yz}=-0.65\ \mathrm{MPa}$$
$$\sigma_z=13.1\ \mathrm{MPa}\qquad \tau_{zx}=-0.37\ \mathrm{MPa}$$

围岩弹模 E 取 3×10^4 MPa,泊松比 μ 取 0.20。

为减少数据工作量,两个观测洞采用一套三维有限元网格。每条巷道计算两次:第一次为观测断面刚设置好的状态;第二次为掌子面已推进远离该断面的状态。

(1)交通洞反分析

在进行正交各向异性分析时,假定地应力不变,即两种情况的地应力和相应情况的输入位移进行分析,结果如下:

$$E=6.419\times10^4\ \mathrm{MPa}\qquad K_n=7.25\times10^5\ \mathrm{MPa/cm}$$

$$F = 0.59 \times 10^{-3} \qquad K_s = 0.91 \times 10^5 \, MPa/cm$$

(2)排风洞的反分析

对正交各向异性情况,地应力取上述同样组合结果,优化结果为:

$$E = 5.91 \times 10^4 \, MPa \qquad F = 0.2 \times 10^{-2}$$

$$K_n = 48.65 \times 10^4 \, MPa/cm \quad K_s = 6.08 \times 10^4 \, MPa/cm$$

分别取交通洞、排风洞的各一个观测孔的位移实测值与反算值作了比较,拟合程度是相当好的。

(六)节理岩体三维反分析

对广州抽水蓄能电站地下厂房施工期的监测资料进行三维节理岩体的反分析。在主厂房布置了五个测试断面,主变室有两个测试断面,总共有36个多点位移计测孔其中共有144个测点。

三维分析有限元网格节点总数为4 304个,单元数为3 994个,分析中模拟了开挖过程。经过拟合反分析后最后取得了岩体中岩石和节理的力学参数以及初始地应力场的参数,经反分析后获得岩体力学参数。

第四节 大型洞群的工程应用

一、小浪底水利工程地下厂房群施工顺序优化研究[15]

(一)工程概况和地质条件

小浪底水利枢纽工程坝址位于河南省济源县和孟津县境内。其地下厂房位于左岸山体中。主厂房高和跨度分别为58m和26.2m;主变室为17.8m×15.2m;尾闸室42.15m×10.6m;它们之间还有母线洞和尾水洞相连,形成了大规模的地下洞室群。由于围岩系层理发育的沉积岩系,而且还发育有与层理近垂直的另二组节理,将围岩切割成块状。围岩主要由七个分层组成,为陆相砂岩,碎屑岩和粘土岩类。多为厚层或中厚层。岩层倾角为9°左右。厂房上覆岩体厚度70～100m。现场地应力测量结果表明,厂房区垂直向地应力基本上等于自重应力而水平方向的残余构造应力约为3MPa左右。由于该工程地下结构很复杂,围岩地质条件面临节理发育的岩体,因此如何寻求较优的施工开挖顺序使施工期围岩稳定状态达到最好,支护代价小,保证施工安全,就成为重要的研究课题。

(二)施工开挖顺序设计的优化分析

根据"施工过程力学原理"和"时空变载原理",可知因该围岩系一种非线性的介质,其开挖的力学效应是与应力路径有关联的,因此对该工程洞室群,采用前述的动态规划方法和人工智能技术,进行施工顺序的分析优化工作。

1. 计算条件

该工程的初始地应力场,垂直方向考虑到前述的埋深,取其平均值为洞深85m。岩石重度为26.1kN/m³,则可求得水平向与垂直向地应力。

将喷射混凝土作为混凝土单元考虑。锚杆的作用按等效原则来反映,即由提高锚固区岩体的粘聚力或内摩擦角来模拟其作用。根据模型试验结果,内摩擦角变化很小可认为不变。而其粘聚力的变化用经验公式给出。

当锚杆穿过节理时强度的提高采用前面理论部分的加锚断裂损伤模型的分析方法。

开挖顺序前，根据现场条件和设计施工单位的要求，对洞群进行分块开挖，并根据通道要求考虑施工约束条件。

2. 优化分析及计算结果

由于要考虑节理组的影响，采用了“节理刚度法断裂损伤模型”运用相应的有限元程序做平面应变分析。计算域中的网格划分由三角形和四边形单元构成。总单元数 $N_e=1\ 510$，节点数 $N_p=1\ 215$。

在新的优化分析中，若设定每次开挖二个分块，只需 14 次有限元的分析计算就可求出优化的施工顺序方案。

(三) 结论

(1) 复杂条件下大型洞群开挖顺序，经优化后其围岩破损区显著减少，可达 30% 以上。这样可大大减少支护成本，提高安全度。据设计院估算，采用新方案可节约支护成本 1 000 万元以上。

(2) 洞群开挖应充分考虑时空变载原理效应，尽量使同一开挖步序中各洞室间的开挖从时间和空间上错开、远离，以减少相互影响。

(3) 对节理岩体采用断裂损伤模型的弹塑性模型更为合理，锚固效应也可得到较好的反映。有锚固比无锚固方案，围岩破损区可减少 40% 以上。

二、二滩水电站地下厂房洞室群围岩稳定性监测和分析研究

(一) 工程概况

二滩水电站位于四川省雅砻江下游，主要建筑物为混凝土双曲拱坝。左岸设置有大型地下发电厂房群，总装机容量 3 300MW。1999 年底全部 6 台机组相继发电，投入商业运行。

水电站在勘测阶段的探洞中经常发生岩爆现象。为确保施工期和运行期安全，对水电站地下洞群围岩布置了许多位移和支护应力监测设施，获得了大量的监测资料，并及时反馈和采取相应的支护措施，确保了施工期的安全和进度。

用三维有限元对洞室分步开挖后的围岩变形情况进行了分析计算，还对典型机组段围岩用损伤仿真裂纹模型做了非线形有限元开裂计算。

地下厂房位于左岸山体内，垂直埋深 300～400m，由平行布置的主厂房、主变室和尾调室三大洞室，以及 6 条引水管道和 2 条尾水洞组成。洞轴线方向为 N6°W。主厂房的长、宽、高为 280.29m×30.7m×65.38m；主变室为 214.9m×18.3m×25m。尾水调压室采用两室方案，其总长度为 203m，跨度为 19.8m。I 室高 69.8m，II 室高 59.6m。

(二) 地质及工程条件

1. 岩性和地质结构

洞室群围岩主要为新鲜的正长岩、辉长岩及变质玄武岩，厂房系统围岩结构的主要特征为一套裂隙系统，在正长岩、辉长岩岩体内，节理裂隙分步规律强，宏观上可分为三组节理裂隙，裂隙间距一般大于 1.0m。总体上看，各洞室围岩属于块状，整体结构完整性好，围岩稳定性好。

围岩岩体的力学性质具有抗压强度高(平均值为 37.3MPa)，抗拉强度低的弹脆性特征。

2. 初始地应力场

厂区围岩处于高地应力区，以构造应力为主(水平应力大于垂直应力)，最大主应力方位，在 NE10°～30°之间。地应力量级，在正长岩内为 20～25 MPa，在玄武岩内为 30～35MPa。

3．施工方法

采用先开挖顶拱，逐层下挖，多个工作面同时作业，逐层进行岩石支护的施工方法。

(三)地下厂房洞室区群安全监测设计[16]

根据新奥法原理，为获取整个地下厂房洞室群围岩在开挖过程中的变形及应力值，在开挖前即进行了周密的监测设计。在主厂房设多点位移计监测断面 6 个，岩石锚杆应力计监测断面 5 个。为监测到主要洞室开挖全过程的围岩变形，一部分测点预先在先开挖出的排水廊道和主变形室中的钻孔中予以安装。主变室共布置多点位移计监测断面 4 个，岩石锚杆应力计监测断面 4 个。尾调室布置多点位移计监测断面 3 个，岩石锚杆应力计监测断面 3 个。每支位移计钻孔深度 20～30ｍ。

岩石锚杆应力计深度与支护锚杆相同，为 8ｍ 以内，各设 4 个测点。

(四)洞室群围岩的位移及应力监测结果

1．各洞室围岩的变形及应力值

(1) 主厂房：整个顶拱的位移很小，主要为下沉变形。大部分变形小于 3ｍｍ。主厂房上游边墙拱脚以下的岩台上、下部分，位移值较大，达 50～100ｍｍ。其中个别测点达到 117.4ｍｍ。母线洞至尾水管间岩体位移值较大，一般在 70～120ｍｍ。

(2) 主变室：顶拱围岩仅有不到 3ｍｍ 的下沉变形。上游边墙由于受主厂房和母线洞的影响，位移值在 60～140ｍｍ。下游边墙位移值在 5～30ｍｍ 之间。

(3)尾调室：顶拱基本保持不变，而上游边墙一般在 30～50ｍｍ。但其中上游拱座达 135～160ｍｍ。下游边墙由于受其他洞室影响较小，位移值在 35ｍｍ 以下。

2．岩爆与发生的部位

在开挖过程中，发生数十次不同规模的岩爆，发生部位多位于顶拱起拱线以上和边墙临近底部区域，最严重的有两次。其中 1995 年的一次发生在主变室和 1～3 号母线洞间，与此同时，在 1 号与 2 号尾水管间的岩柱也发生岩爆。后者范围达几十米，坍落岩块厚度达 3ｍ。附近多点位移计突变 50ｍｍ，并使 6 根预应力(1 715kＮ)锚索拉断。

归纳洞室群的位移及应力分步，可以得出如下结论：

产生大位移(高应力)部位为：三大洞室的上游拱座、主厂房下游边墙的下部、1～3 号母线洞及尾水管、主变室和尾调室的上游边墙。

(五)围岩稳定性数值分析

为了进一步弄清洞群开挖后产生岩爆和局部变形过大的原因，进行了地下厂房洞室群三维有限元分析和岩体弹脆性开裂计算分析[17]。

三维地应力回归分析采用边界荷载(位移)调整法，有限元数学模型回归法和应力函数法相结合的方法进行回归分析。

采用 ＡＮＳＹＳ 程序进行计算，共划分 3 万多个单元。为简化工作量，将地下洞室开挖分为 5 步。

分析结果表明，从边墙位移分布特点来看是与监测结果有较好对应关系的。

Ｍises 等效应力等值图显示，应力值大于 40ＭＰa 的位置为三大洞室上游侧，1～3 号母线洞廊道和尾水洞顶部。由此说明 2 号机组段的岩爆是高应力引起而施工程序只是诱因。

根据大主应力等值图和分析可以说明，主变室底部和上游边墙、主厂房吊车梁下部附近，主厂房下游侧，尾水洞附近均发生较大拉应力破坏。

两种图的共同结果为最终破坏区域，其结果与现场实测大位移及局部损伤区较为吻合。

二滩地下厂房区岩体为高强度弹脆性岩体,张建海等提出脆性材料的变形应有弹性变形和裂缝应变所构成的,并提出了一种损伤仿真裂纹模型,分别对拉致损伤和剪致损伤建立了损伤演化方程。可以预料材料的起裂位置,并对裂纹实现仿真追踪,研究断裂破坏发展过程,从而和实测的各位移进行比较。

所采用的损伤仿真裂纹模型,较好地复现了开挖过程中地应力释放和刚度解除对围岩损伤发展和岩体位移的状况。所得计算位移和实测值有较好可比性,很好地解释了母线洞平行厂房轴线裂缝的生成。2 号机窝局部失稳现象也可由裂纹分布图上得到验证。当应力值取计算值 60%,即 $\sigma_1 = 15$ MPa 时,机窝处未见损伤,由此说明 6 号机组段(E—E 断面)因地应力小而未发生岩爆。

(六)结论和讨论

(1)研究表明,二滩地下厂房洞室群围岩大变形发生的机理是:在高地应力区开挖爆破引起洞周围岩松动和地应力释放的双重作用下,岩体发生表层以下一定厚度的严重损伤而导致大位移甚至失稳现象。在计算时,应根据各部位应力集中值结合各种试验手段,确定岩体松动后的弹模。据此计算出的变形值与实测值有较好可比性。

(2)地下洞室围岩稳定分析的主要影响因素是地应力场和岩体力学参数,采用地应力回归分析法,得到了三维地应力场,用 ANSYS 三维程序按实际开挖分布计算,所获得的各洞室应力集中程度和破损区与实际发生问题的部位基本吻合。

(3)对 2 号 机组段进行了三维非线形有限元模拟计算。地下厂房按损伤程度不同可分为失稳破坏区、开裂损伤区(肉眼可以看出开裂区并可进行地质编录)、爆破松动区(肉眼看不出,但波测量可以明显反映)和未扰动区,这种区分较符合中等以上岩体的实际情况。

三、大型地下洞室开挖后的围岩变形特点[18]

日本知名专家曰比野敏对该国近 20 年来 16 个大型水电地下厂房的开挖和监测做了全面的调查和系统的总结。这些地下厂房的围岩分别为火成岩和沉积岩两大类。厂房高度多在 40～55m、宽为 20～30m、洞长一般为 100～150m、埋深多为 200～300m, 最深达 500m。水平向初始地应力最大值 σ_h 从 1～2MPa 至 18 MPa 不等,多数为 4～7 MPa。在这些洞室施工期间都进行了多种监测工作。其中包括围岩深部位移、收敛量测、拱部混凝土衬砌中锚固应力、混凝土应力和温度变化等。有些情况下还对围岩做弹性波测试,渗流系数测定和用钻孔电视做深部观测。值得介绍的是采用钻孔电视观测孔内裂隙变化规律的结果。如在一个工程洞室高边墙设置了两个电视观测孔。其 1 号孔 22m 长度中开始只观测到 11 条裂隙,而 2 号孔中则观测到 7 条裂隙。等边墙全部开挖形成时,这两个孔中的裂隙分别增加到 44 条和 38 条。这就是说裂隙数竟增加了 4～5 倍之多。统计后说明裂隙的总变形二个钻孔平均达到 24mm 之多。经过钻孔电视观测与收敛位移观测的对比分析,可以认为,岩体中的位移由两部分组成:一部分为岩石应变形成的位移,可称之为“应变位移”;另一部分为由裂隙张开产生的位移,可称之为“空腔位移”。

经过对多个工程观测资料的对比,发现对火成岩其“空腔位移”比沉积岩的“空腔位移”要大。

一个沉积岩的洞室其空腔位移占总位移的 23%。而另一个火成岩围岩工程其空腔位移则占到总位移的 65%之多。此外,发现拱顶混凝土衬砌中的应力在火成岩中比在沉积岩中的相应部位应力要大 2～3 倍。还发现拱顶衬砌中的水平向应力是与边墙的收敛位移值成正比

的。两边墙的收敛位移值又与地下厂房的长度成正比。这一特点与隧道开挖是完全不同的。因为隧道开挖当距工作面超过 1.5～2.0 倍洞径距离时,其洞壁收敛值大多已趋于稳定。所以,空腔位移量与大型洞室长度(或形成的自由面面积)密切相关,也就是说空腔位移存在"尺度效应"。

四、淮南煤矿软岩巷道支护试验研究

淮南某煤矿石门大巷,埋深 640m。其围岩岩性为砂岩和页岩互层。该石门处于 F_{11-9}～F_{10-5}的断层影响带。岩体裂隙发育,含水量高、易风化、强度低。水平向构造应力及垂直向应力均较大。附近已掘巷道矿压显现严重。水平和垂直向收敛值达 16.5mm/d 和 45.2mm/d。巷道成巷后两个月内料石碹即被压跨。有的地方用每米 3 架 29#U 型钢支架也未能解决问题。武汉岩土力学所进行的此项研究则决定采用锚喷网的主动支护形式,并引入新的研究和应用技术通过试验巷道来进行研究。

(一)综合性的现场和试验室试验测试和分析研究

为了能弄清巷道所在区域的初始力学条件和围岩力学性质,开展了范围广泛的综合性的现场和室内研究。共进行了以下方面的测试和分析工作:(1)初始地应力现场测试;(2)岩体力学特性大型现场双轴试验;(3)软岩物理化学特性试验;(4)软岩巷道支护的模型试验;(5)可伸缩锚杆研制;(6)柔性喷层材料研制;(7)松动圈测试;(8)围岩变形的深部和表面量测;(9)锚杆受力量测;(10)二维与三维的非线性数值正反分析;(11)现场开挖和支护的实施及综合治理。由于篇幅所限,在此仅重点介绍某些关键内容。

(二)巷道断面和支护方案的确定

由于巷道埋深大及水平地应力高(经实测水平向最大约为 15.7MPa),且岩体较破碎,因此将巷道断面设计成双圆拱型,毛洞高 515cm,宽 600cm。支护形式决定改被动式的衬砌或钢拱架为锚喷网这种主动支护形式。

支护参数设计是以模型试验和初期的非线性有限元分析结果为依据提出的。初始地应力场取重力应力和水平向应力的平均值 16.15MPa。考虑到围岩中有一定塑性区,应力集中会有均化趋势,因此取集中系数为 1.5,则紧邻围岩中应力强度约为 24.23MPa。参照模型试验结果,若采用优化的"倾斜交叉布锚法",预计可提高围岩强度 1.3 至 1.5 倍,经加固后的岩体强度约可达到 28.73MPa, 支护参数基本上能满足巷道的稳定要求。

运用非线性有限元计算和模型试验的结果都表明,若运用"倾斜交叉布锚法",围岩塑性区约在 1.5m,因此选定锚杆长度为 1.7m,间排距为 600mm ×600mm。上述的支护参数是预设计的结果,以后可以根据现场支护效果,用反馈分析法再做适当调整。

(三)可伸缩锚杆和柔性喷层材料的研制

根据数年前在该矿的上水平洞进行围岩变形测试的结果,巷道收敛变形量可达洞径的 3%以上。再根据现场岩体力学试验、岩体的变形模量预计约在(1～4)$\times 10^3$ MPa。因此,要求锚杆具有适应大变形的能力。经测算,锚杆的可伸缩量约为 50mm 或更多。其初锚和终锚力则应在 329.4kN 和 549kN。由于倾斜交叉布锚法要求锚杆有较好的侧向剪切刚度和强度,因此锚杆的直径不能太小。根据上述要求,研制了三种类型的有伸缩性的锚杆:(1)全长粘结与端部锚固相结合的复合伸缩式锚杆;(2)摩擦式伸缩管缝——钢筋复合性锚杆;(3)树脂锚固加孔口伸缩式锚杆。现场试验以第一种锚杆为主。

为适应巷道的大变形,避免喷层的开裂和脱落,研制成一种强度和变形量都能达到要求的

柔性喷层材料配方。其要点是在现有喷层材料中添加了一种高分子聚合物和速凝剂。其强度在28天之后都可达到18～22MPa。而变形量则根据添加剂的多少最后可达到5%～6%,即为现有普通喷层材料的8～10倍,可见其性能是良好的。

(四)可缩可转型接头的预制大弧板软岩洞室支护的研制[4]

在岩体流变和大变形持续发展比较明显的极软岩洞室工程中,作为另外一种可行的比较方案,在国家第七个五年计划攻关项目中,孙钧等曾研制了一种"边支边让"、"先柔后刚"、可缩可转型接头(待变形趋于稳定后再焊接)的预制钢筋混凝土大型弧板支护,其后背与围岩间充填特殊设计的衬垫材料,在淮南煤矿某处大跨度基建巷道中进行了工业性试验并取得成功。

(五)围岩收敛的非线性和流变力学分析

在施工期间还进行了流变力学的正反分析。根据现场试验结果,选用了弹—粘塑性模型并考虑了破坏后的残余强度。利用开挖后32天的实测水平收敛值,推算岩体的 c、ϕ 及 η^p,求得的参数为 $c=0.9MPa$, $\phi=22.5°$, $\eta^p=8.3\times10^4 MPa\cdot h$

运用反分析所得参数再做巷道稳定性的正分析,结果说明围岩塑性区随时间推移而增大,在两帮深度可达2.0m左右。两侧收敛量最大达160mm。但开挖50天后,位移变化已很小,位移速率降到0.4mm/d。

从正反分析所得巷道水平收敛最大值为16cm。而现场实测的BC测线所测得的最大收敛值为11cm左右。考虑到测点的滞后埋设,若设工作面前方漏测和滞后埋设所欠测为应有总量的1/3,则可估出全部实测值约为5.5cm,则实测收敛值应为16.5cm,可见此值与计算值16cm是相当接近的。这也说明本项目计算模型和有关参数的取值是合理的。

(六)现场实时监测及结果

最初的支护设计和施工是在前述的一系列现场试验研究基础上,根据初步的数值分析和经验类比确定的。需在施工的实施过程中进行必要的现场量测,以期掌握围岩的动态,用以检验原方案的正确性和在认为需对原方案做修正时得到一定的依据。同时为确定最佳二次支护和底拱施工的时间以及计算判断巷道长期稳定性提供必要的资料。在该试验巷道里共进行了以下四个项目的量测:

1.收敛量测

巷道的收敛变形显示,由于采用了特殊的"倾斜交叉布锚法"和新型可伸缩锚杆及柔性喷层,明显地约束了巷道的变形。其变形率在巷道开挖后的40天左右已减少到0.1mm/d。经过3个月的时间考验变形已趋于稳定。

2.深部多点位移计量测

多点位移计因施工干扰已有所滞后,但埋设8天后,位移量开始明显增大。至30天左右最大值已达10～23mm。量测曲线显示,顶拱有整体下沉趋势,但在40天左右变形都渐趋稳定。

3.锚杆受力量测

埋设在上拱左右斜上方的量测锚杆测得的变形量较大。其应力均已超过材料的弹性极限,有的高达60kN以上,接近其断裂值。当后来调整锚杆密度由600mm×600mm到400mm×400mm之后,其应力量值有所缓和,拱部锚杆受力相对较小,进一步说明顶拱有整体下沉趋势。

4.松动圈测试

运用钻孔声波法对巷道围岩在开挖后的15天、40天和70天分别进行了测试。经分析可

得到以下结果:(1)围岩波速较低,最低可达900m/s,最高也只有2000m/s;(2)随时间推移围岩波速逐渐降低,松动圈也有扩大趋势,但最终达到稳定;(3)除巷道壁面之内左右为爆破松动区外,从0.5～1.5m范围内波速向深部方向由低变高为一过渡区。在1.5～2.0m深度范围之外波速转向正常值。

试验巷道实际开挖支护约35至40天后,围岩变形测试和锚杆受力测试数据已基本趋于稳定。巷道收敛速率已小于0.1mm/d。根据国内大量实践经验,一般都认为该速度小于0.2mm/天,即可认为变形基本稳定。因此,在这时即安排进行第二次常规喷混凝土的复喷工作,以形成二次支护。

(七)从现场开挖支护后的围岩位移、声波测试和锚杆应力测试结果看,可有以下结论:

(1)由于采用了倾斜交叉布锚法,伸缩式锚杆及柔性喷层等新技术,明显地约束了巷道的变形。变形率在开挖40天左右已减少到0.1mm/d。多点位移计测出的围岩变形在30天后最大值达23mm。40天后变形已趋于稳定。

(2)根据锚杆变形量测出在上拱左右斜上方的量测锚杆中最大应力有的可达60kN以上。当锚杆密度加大到400mm×400mm时,其应力量值有所减少,顶拱有整体下沉趋势。

(3)用声波法做松动圈测试是当开挖后的15天、40天和70天进行的。其测试结果说明:①围岩波速低,最低可达900m/s,最高也只有2 000m/s;②随时间推移围岩波速逐渐降低,松动圈有扩大趋势。在0.5～1.5m深度波速由低变高为过渡区。在1.5～2.0m深度时,波速转为正常值。

从上述几种手段测试结果说明,巷道开挖及初次支护后35～40天围岩已趋稳定。变形速率已降至0.1mm/d。因此,可进行以普通喷射混凝土材料做二次支护的复喷工作。

五、金川镍矿二矿区不良岩层巷道稳定性研究

金川镍矿是我国最大的镍生产基地,也是我国三大资源综合利用基地之一。该矿最大的是二矿区,其储量占全矿的75%。该地区是我国初始地应力全国最高的地区。加以历史上地质构造运动长期活动,岩浆岩的侵入及相互穿插,使矿区岩层完整性遭到强烈破坏。矿井的巷道经常发生冒顶片帮。以1 250m中段为例,一年内片冒塌方达169次之多。大部分发生在地质条件差的不良岩层中。所谓不良岩层主要指二辉橄榄岩。初步估计采准巷道的50%,开拓巷道的20%～30%,采区的60%～70%属这类岩体。因此,如何解决好不良岩层中的巷道支护成为紧迫问题。经矿方研究决定在二矿区1200m中段的一条围岩为二辉橄榄岩的巷道中安排了全面的实验方案作为实验巷道。其埋深为530m。研究工作主要由武汉岩土力学所进行,研究方案共分了七个子题:

(1)二辉橄榄岩工程地质力学特性研究;

(2)试验巷道工程设计和施工研究;

(3)岩体变形模量时效研究和三轴流变现场研究;

(4)巷道围岩变形特性研究;

(5)巷道围岩应力测量;

(6)断层泥物化性质和膨胀特性研究;

(7)巷道稳定有限元流变分析。

其中(3)、(4)、(7)项内容是研究的重点。

二辉橄榄岩中Ⅳ、Ⅴ级结构面发育,按产状分达5组以上,切割成的结构体为0.2～

0.6m,呈镶嵌碎裂结构。

围岩的水文地质条件简单,局部含裂隙脉状水,在 f_8、f_7 破碎带有裂隙水渗流。个别钻孔涌水,水量为1t/d,以后逐渐减少。

根据结构类型试验巷道的37m 长度中可分三段。其长度分别为10m、10m、17m 左右。第一、三段属碎裂介质。其岩块强度较高,但其岩体变形破坏受Ⅳ、Ⅴ级结构面控制。在宏观上岩体变形量大,扩容现象明显,且具强流变性。第二段属块裂介质。Ⅲ、Ⅳ和Ⅴ级结构面都发育。围岩变形主要受Ⅲ级结构面控制,即沿该面滑移或压缩变形。巷道施工中应重点加固Ⅲ类结构面,否则易发生冒顶或片帮。

(一)岩体力学现场试验和观测

难度和工作量最大的三轴流变强度特性试验共开挖了四块试件。岩体变形特性时效试验采用刚性垫板法。围岩应力测量采用应力恢复法。共6个测点。围岩变形观测布设了二个断面的多点位移计共6个测孔。内空收敛测量则布设了5个断面。还布测了6根量测锚杆做位移测量。在断层带的三个取样点提取断层泥作为物理化学分析的样品。

岩体弹模试验采用承压面积为45cm×45cm 的刚性垫板法试验,最大荷载 P=150t。为了对比还对同类岩性的岩块用美国 MTS 刚性压力机做了实验室抗压试验。现场岩体和小岩块弹模试验结果的对比,见表6-3。

岩体(现场)及岩石(实验室)弹模测试结果　　表6-3

弹(变)模(MPa)	1# 试体	2# 试体	岩石(室内)	备　注
E_e	7.82×10^8	7.72×10^8	8.4×10^4	室内强度
E_d	2.27×10^8	1.51×10^8		$\sigma_1=1.92\times10^2$ MPa

现场三轴压缩流变强度试验的试体开挖尺寸为65cm×65cm×130cm。垂直荷载由四个并联的千斤顶施加,总出力11.76MN。四个侧面压力钢枕加载最大内压10.1MPa,试体变形由电感位移计和百分表测试。

根据试验曲线可求得单轴压缩时 $E=4.3\times10^3$ MPa,$\mu=0.25$,而三轴情况时 $E=(7.5\sim8.19)\times10^3$ MPa,$\mu=0.28$。若以试体 ε_v 曲线最大压缩点为强度依据,可根据包络线分析求得岩体 $C=1.0$MPa;$\phi=33°$,并可推得单轴抗压强度为 $[\sigma]_c=8.0$MPa。

(二)巷道围岩变形观测

围岩深部位移和内空收敛观测采用武汉岩土力学所研制得高精度、可靠性好的机测试多点位移计和收敛计。其观测时间为254～280天。收敛变形的观测,也观测了247～316天之久。

从二者得观测结果可知:

(1)5个断面的收敛变形量平均为19.14mm,多点位移计表层位移平均量约为12.5mm。

(2)变形曲线都可分三阶段:①急剧变形段,约30天,变形量约占总量的50%～80%;②第二段为减缓变形段,时间较长,约3～4个月,此时变形可发展到总量的90%以上;③趋于稳定段,100～140天之后,变形率降至0.012mm/d。上述的三阶段反映了围岩的流变特性。

(3)由多点位移计测试结果断面图看出,围岩表层深2.2～2.5m,已形成了一个松动区,其变形量相对较大。

(三)试验巷道的开挖支护设计及施工

根据前述的各项测试结果和本矿山以前的若干研究结果,以及在不良岩层中巷道掘进的工程实践经验,试验巷道全长开挖了37m,横断面为直墙半圆拱形,宽、高各为3m。开挖时为

保护围岩和保证各项试验的质量采用光面控制爆破,每循环进尺 1m。支护采用锚喷网联合二次施作。第一次初喷为 5cm,第二次复喷为 10～15cm,形成永久性二次支护。锚杆长 3m。支护的主要参数是根据初期的流变模型有限元分析结果来设计的。施工后期又进行了变形观测反分析和后续计算分析。二次支护的合理时间是经过反映巷道掘进过程的有限元流变计算得到的结果来确定的,大约是在一次支护后的 20～30 天之后进行的。

从施工监测来看,140 天后巷道围岩变形已趋于稳定。总变形量控制在允许的范围内。从开挖开始经过 16 年以上的考验,巷道仍然稳定如初。这在金川镍矿当时的条件下是很少见的。

(四)巷道围岩稳定性流变数值分析

数值分析主要是施工后期进行的,计算时已有施工后的观测资料。采用的是更为新颖的力学模型,即损伤—流变模型。

拟合流变参数主要是依据现场三轴流变试验的结果。如对试体 2[#] , E_1 的数值对不同轴向荷载从 2.11×10^4 MPa 逐渐减少到 $2\times6.5\times10^3$ MPa ; $E_2=6.7\times10^3$ MPa; $\eta_2=1.78\times10^5$ MPa·h; $\gamma=1/\eta_3=(0.41\sim0.54)\times10^{-4}/$ MPa·h。

假设岩体初始损伤变量值为零。由前述所拟合体弹性模量的降低来拟合损伤演化方程的参数,就可求得损伤方程中的参数 $k_1=5.87\times10^{-2}$, $k_2=4.82\times10^{-2}$。

运用常规的粘弹塑性和模型,这里的新模型及有关参数对巷道围岩变形分别进行了两套计算。若以损伤流变模型来拟合洞周收敛测量的实测值,则运用常规的粘弹塑性模型算出的收敛值要小的多。两种模型的分析计算曲线和实测位移值的分布比较说明损伤模型更为接近实测值。

根据计算结果得到如下结论:

(1)矿区二辉橄榄岩的力学特性是岩体有明显的流变性。围岩变形监测表明变形时程可达 250～300 天。三个变形阶段为:急剧变形持续约 30 天,变形量达总量的 50%～80%;第二段持续 100～120 天,变形量累计达总量的 90%;最后阶段为缓慢变形段。从现场试验结果来看,裂隙岩体的扩容,裂隙的张开、错动和扩展的时间效应是其流变特性的主要原因。

(2)这类不良岩体的力学特性,其尺寸效应特别明显。其小岩块的弹模和强度十分高。但包含 10 条以上裂隙的岩体现场力学参数却低了一个数量级以上。如现场弹模仅为岩块值的 1/10,流变试验的该值则为 1/20;岩体三轴流变强度仅为小岩块的 1/23。

(3)根据前述理论部分提出的开挖支护“能量转化原理”,将原先的料石刚性衬砌改为长达 3m 的长锚杆为主体的柔性喷锚支护,以释放一部分围岩变形能和加大加固范围。并在施工上采用了光面爆破小药量,短进尺等尽量少扰动围岩的工艺方法。由此有效的减少了地压显现程度。

参考文献

[1] 朱维申,何满潮. 复杂条件下围岩稳定性和岩体动态施工力学. 北京:科学出版社,1995.

[2] 李术才,朱维申. 加锚断续节理岩体力学特性的研究及其应用. 煤炭学报,1997.22.(5):490～494.

[3] Zhang Q. and Zhu W.. Elastoplastic damage constitutive model for jointed rock mass and

its rock - bolt computation. 岩土工程学报,1988.20(6) :90～95.

[4] 孙钧. 地下工程设计理论与实践. 上海:上海科学技术出版社,1996 .

[5] 李世辉. 隧道围岩稳定系统分析. 北京:中国铁道出版社,1992.

[6] 董方庭. 软岩巷道支护基础理论的研究. 见:岩石地下工程学术会议论文集. 中国岩石力学与工程学会,1990:110～118.

[7] 朱合华,丁文其. 地下结构施工过程的动态仿真模拟分析. 岩石力学与工程学报,1999:18(5): 558～562.

[8] Chern J.C., Yu C.W.and Shaw F.Y., Effects of construction procedure on the performance of a large span tunnel in poor rocks, Proc. Of 8th Int.congr. on Rock Mechanics. Vol.2, 1995, Tokyo, 537～540.

[9] 王梦恕. 21 世纪山岭隧道修建的趋势. 铁道工程学报,增刊,1998:4～11.

[10] 杨志法等. 有限元法图谱. 北京:科学出版社,1988.

[11] 吕爱钟,蒋斌松. 岩石力学反问题. 北京:煤炭工业出版社,1998.

[12] 王芝银,李云鹏. 地下工程位移反分析法及程序. 西安:陕西科学技术出版社,1993.

[13] 杨林德等. 岩土工程问题的反演理论与工程实践. 北京:科学出版社,1996.

[14] 孙钧,蒋树屏等. 岩土力学反演问题的随机理论与方法. 汕头:汕头大学出版社,1996.

[15] 朱维申,李术才等. 岩体断裂损伤模型在地下洞室群施工顺序优化中的应用研究. 见:中国岩石力学与工程学会第四次学术大会论文集. 北京:中国科学技术出版社,1996:474～480.

[16] 程志华,季良杰等. 二滩水电站地下厂房洞室群围岩稳定性监测及变形机理研究. 见:第二届海峡两岸隧道与地下工程学术和技术研讨会论文集. 台北,2000.

[17] 张建海,范景伟等. 二滩地下厂房开挖大位移的开裂损伤分析. 见:第二届海峡两岸隧道与地下工程学术和技术研讨会论文集. 台北,2000.

[18] Hibino s., Motojima. M., Characteristic behavior of rock mass during excavation of large scale caverns, Proc. of 8th Int.Congr.on Rock Mechanics. Vol.2,1995,583～586.

[19] 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用. 北京:中国建筑工业出版社,1999.

[20] 孙钧. 隧道与地下工程结构设计计算理论的回顾和进展. 见:第二届海峡两岸隧道与地下工程学术和技术研讨会论文集. 台北,2000.

第七章　地基基础设计理论与方法

地基基础设计是岩土工程的重要内容,地基基础设计理论与方法涵盖了土力学的许多著名定律和公式的应用,在应用中也发展了土力学的理论。从地基基础本来的意义上说,应当包括各种类型工程的地基基础问题,但在我国,由于长期计划经济体制的影响,行业的行政系统对技术的发展有着非常强烈的制约作用,形成了有明显差异的技术体系。在写这本岩土工程的回顾与前瞻时为了尊重历史,按照已经形成的发展过程和现状进行回顾,在本章中主要涉及建筑工程系统的地基基础设计理论与方法的进展,至于其他行业的地基基础设计理论与方法的发展将在第十一章中分别介绍。

第一节　天然地基浅基础的设计计算

天然地基上的浅基础是基础工程最基本的一种型式,在一般条件下首先应考虑选用天然地基上的浅基础。因为充分利用了天然地基的承载能力,浅基础是最为经济的一种基础方案,只有在天然地基不能满足上部建筑安全和正常使用要求时,才考虑采用地基处理或桩基础等其他方案。

天然地基承载力的确定和沉降分析是土力学的主要课题,也是天然地基计算的主要内容。新中国成立以来,我国在确定地基承载力的方法和计算沉降的方法方面都有一定的发展。通常的天然地基浅基础设计近似地将基础底面压力假定为直线分布,不考虑基础和上部结构的刚度对基底反力分布的影响。对于独立基础或条形基础,这种简化的误差是可以接受的,但对于箱形基础和筏板基础,基底反力的不同分布将使基础结构设计的结果不一样,因此需要考虑基础和上部结构的刚度对于基底反力分布的影响,即需要研究土力学中关于接触压力分布的课题。实际上的基底压力分布取决于上部结构、基础和地基的变形协调,即共同作用。从 20 世纪 70 年代开始,我国开展了上部结构、基础和地基共同作用的理论研究和大量的高层建筑原型观测。在共同作用课题研究成果的基础上,箱形基础和筏板基础的设计理论与设计方法在最近 20 多年来取得了很大的进展。

一、地基承载力确定方法

地基承载力是确定基础平面尺寸和埋置深度的重要依据,正确确定地基承载力是工程勘察和地基设计的主要内容。

1920 年普朗德尔(Prandtl)首先根据塑性平衡理论导出了无重量的介质达到极限荷载时,沿着曲面发生滑动的数学方程。以后,不少学者在他研究成果的基础上,进一步作了不同形式的修正,以便在工程实践中加以利用。20 世纪 40 年代,太沙基(Terzaghi)根据与普朗德尔相似的概念,并假定基础底面粗糙,导出了考虑地基土自重影响的极限承载力公式,公式中反映了地基土的凝聚力、土的体积力以及超载的影响,用三个作为土的内摩擦角函数的承载力系数表

示出来。由于所导出的公式只能适用于地基土整体剪切破坏的情况,当地基土处于局部剪切破坏或刺入破坏时,这个公式给出的极限承载力就显得偏大了。针对这种情况,太沙基建议仍采用原来的公式,但采用降低了的抗剪强度指标进行计算。其他的一些学者根据模型试验或室内试验的结果,对承载力公式的第1项,即基础宽度项进行了各种修正而得到许多不同的公式。其中,汉森(Hansen)公式可以考虑比较多的特殊情况,如荷载倾斜、基础形状和基础深度等的影响,采用乘以某个修正系数的方法反映在承载力公式中。国外的设计规范中大多数采用极限承载力计算公式,由于汉森公式的适用性比较好,在一些国家的规范中得到比较广泛的应用。对于汉森公式,曾经用载荷试验的结果进行过校核,表明对于粘性土,理论计算值比较接近于载荷试验的结果;但对于砂土则因载荷试验没有埋深且压板的宽度很小,因此理论计算值偏小[1]。我国港口工程设计规范很早就采用了汉森公式,近年来,在一些地方标准和行业标准中也开始采用极限承载力公式确定地基承载力,其安全系数一般取2～3。

上述建立在刚塑体假定基础上,以摩尔-库仑条件为破坏准则的极限承载力公式不能考虑地基的变形影响,因而许多学者致力于研究更合理的理论计算方法,其中以20世纪70年代魏西克(Vesic)的解答影响最大,他提出了判定地基土破坏模式的刚度指标,这种刚度指标是根据他发展的关于球形孔和圆筒形孔内压力扩展理论而得出的。在理论推导中假定介质具有内聚力和内摩擦角,并考虑了在塑性区内介质体积变化的影响[2]。但由于计算所需要的土性指标测定的困难,尚不具备在工程设计中普遍推广使用的条件。

20世纪20年代,普兹列夫斯基等提出了地基中极限应力状态区发生的条件及其外形轮廓的确定方法,在简化假定条件下推导得到了临塑荷载公式和塑性区开展深度为1/4(或1/3)基础宽度的临界荷载公式[3]。这些计算公式对我国的岩土工程界产生过很大的影响,20世纪50年代初,我国的地基基础设计引用前苏联的设计规范,在这些规范中大多规定采用普兹列夫斯基公式计算地基承载力。在我国的高等学校教材中也普遍讲授以普兹列夫斯基公式计算的地基容许承载力的概念,在国家标准和一些地方标准中都规定这类公式是唯一的计算地基承载力公式。50年来,我国地基设计的承载力概念,包括建筑地基基础、桥梁地基基础等的设计几乎都建立在容许承载力基本假定的基础上,而对于按地基极限承载力设计则普遍缺乏工程经验。

20世纪70年代初,编制我国第一本建筑地基基础设计规范时,将上述普兹列夫斯基公式规定为规范唯一推荐的地基承载力计算理论公式,但由于塑性区开展深度为1/4基础宽度的临界荷载公式所计算的砂土地基承载力一般偏小,因此对这个公式进行了经验修正。修正的方法是依据砂土的一些载荷试验资料反求承载力系数的经验值,由于载荷试验是在没有埋深的条件下进行的,且砂土的凝聚力为零,因此只能修正宽度项的承载力系数 M_b,对内摩擦角大于24°的情况都提高了承载力系数,提高的幅度从内摩擦角为24°时的10%到40°时的138%。在规定地基承载力计算公式的同时,还对全国各类土的几千份载荷试验资料进行筛选和统计分析,分土类总结地基承载力与土的物理力学指标或原位测试指标的经验公式,在进行经验处理的基础上,提出了11种土类的地基承载力表,列入了《工业与民用建筑地基基础设计规范》(TJ 7-74)。统计时,在载荷试验的荷载-沉降曲线上选取直线段转为曲线的拐点压力或选取沉降与压板宽度之比为0.02(对中、低压缩性土用0.01～0.015)的对应压力作为地基承载力,显然,从规范的地基承载力表查得的是相应于临界荷载概念的试验结果,并不是地基极限承载力[4]。与此同时,我国的公路和铁路系统也在各自资料的基础上,用大体相仿的方法,在有关的地基设计规范中给出了各种土类的地基承载力表;在全国规范的推动下,一些地方的地基基础

设计规范也纷纷推出了一批各具地方土类特色的地基承载力表。

这些列入规范的地基承载力表实际上是一种工程经验的总结,对工程实践有重要的参考价值,对于地基承载力确定方法的规范化,起了应有的历史作用。在我国出现了大规模的工程经验总结,反映了当时的时代特点和 20 多年工程经验的积累,在我国岩土工程发展史上是一个重要的事件。

但在岩土工程界,对于将规范中的地基承载力表作为确定地基承载力的法定依据一直存在着不同的看法。在理论上,认为地基承载力并不完全取决于土的性质指标,而与基础的尺寸、形状和埋置深度都有一定的关系,承载力的取值不仅应当考虑土的稳定性,而且还应当考虑建筑物的沉降要求,将地基承载力的取用方法归结为查表,而不能考虑更多的因素,过于简单化的处理不利于人们认识地基承载力复杂的客观规律,理论上是有害的。在实践上,承载力表的大量使用,将地基承载力确定方法过于简化的负面效应是不利于技术水平的提高和岩土工程的发展,导致不研究如何提高土的抗剪强度指标的试验水平,不总结结合工程要求确定地基承载力的经验,仅依靠土的物理指标或原位测试的一些指标查表。有时甚至离开了承载力表就不知道如何确定地基承载力,因此一些单位反对将地基承载力表从规范中删去。尔后,在 80 年代修订地基基础设计规范时,考虑了上述意见,将地基承载力表放入附录,对其使用进行了严格的限制,并将地基承载力取值与指标的变异性联系起来,但这些措施仍未根本解决问题。最近,在对《建筑地基基础设计规范》修订的过程中,已在考虑不将地基承载力表列入规范,地基承载力表终于完成了作为法定方法的历史任务,这将有利于地基承载力确定方法的发展。当然,作为一种经验方法,这些承载力表仍有一定的参考价值。

在地基基础设计中,对于承载力控制和变形控制之间关系的认识也有一个变化发展的过程。众所周知,工程设计必须同时满足承载力极限状态和正常使用极限状态的要求,但在某些条件下只要验算承载力极限状态也就同时满足了正常使用极限状态的要求,此时承载力极限状态是控制性的;而在另外一些条件下,则可能正常使用极限状态是控制性的,如果满足正常使用极限状态的要求,也就同时满足了承载力极限状态。在早期的地基基础设计中,可能较多地注意于地基承载力的验算,即所谓“地耐力”的验算;后来,在引用前苏联 НиТУ127-55 和 СНиП II-Б.1-62 规范的过程中,逐步建立了按变形计算为主的一种设计思想。在前苏联的上述规范中,对于地基由非岩石组成时,所有的房屋和建筑物均按“第二种极限状态”计算,即按变形计算;而将按“第一种极限状态”(按承载力)计算的适用范围仅局限于“地基经常受到水平荷载作用、地基为斜坡所限制及地基是岩石所组成”的三种情况。同时,前苏联规范将地基土的承载力仅作为是一种基底的标准压力来限定基础底面的压力值,规范中还给出了查用标准压力的表和将普兹列夫斯基公式规定为计算标准压力的理论公式[5]。可以看出,在设计原则上,几十年来我国编制的一些地基基础设计规范都与前苏联规范是非常相似的,是一种改进了的按前苏联规范模式编制的中国规范,实际上,前苏联规范的设计思想影响了我国岩土工程界的几代人。

作为比较,下面引用西方国家的部分规范内容:

英国地基规范(BS 8004:1986)[6]规定,“为了防止剪切破坏或过大剪切变形,用于设计的基底压力与地基的极限承载力相比,应当有一个足够的安全系数”;关于沉降量与沉降速率的估计,英国规范规定“可以根据已有相似建筑物的沉降记录以及基于土性指标的沉降计算方法;如果安全系数不合适,因地基土中应力过大而导致基底以下土发生塑性变形,致使基础的变形大于压缩引起的沉降;设计者应根据使用者的要求判断这些变形的影响是否被允许。”显

然,英国规范是在承载力得到保证的条件下考虑变形是否符合使用要求的。

丹麦地基规范(D S 415)[7]更明确划分为两种极限状态,并规定:“基础结构应对破坏极限状态及使用极限状态均进行检验,有关抗破坏安全度的计算在设计破坏极限状态下进行;以确定变形(沉降、裂缝宽度等)为目的的计算在实际使用极限状态下进行,变形特征的极限值应从实际经验及通过与计算变形值比较来确定,应证明未超过极限值。”丹麦规范还特别指出:“原则上,每个结构物应分别作两项计算,即破坏分析与变形分析。然而,实际结构物往往从经验已知何种分析将控制设计,因此另一项分析可以省略或缩减内容。”

在欧洲地基基础设计规范和在编的岩土工程国际标准中,也都采用极限状态设计原则,用地基极限承载力公式计算地基承载力[8]。

尽管半个世纪以来,我国在地基设计中没有普遍采用极限承载力计算公式,但我国对地基极限承载力公式的研究也在不同的层面上进行。1979 年郑大同教授发表了《地基极限承载力的计算》[2]一书,系统地介绍了 20 世纪地基极限承载力计算公式的发展和各主要课题的研究成果。

1984 年,顾慰慈针对层状地基上的水工建筑物,根据模型试验中的地基破坏情况,假定滑动面由 3 段组成,应用库仑破坏准则,推导了倾斜荷载作用下地基极限承载力的近似计算公式[9]。

1984 年,程季达等研究了具有软弱下卧层的地基极限承载力问题,通过室内模型试验观察双层地基的破坏情况,认为地基的破坏是由于上层砂土楔入下层的软土中并从基础的边缘开展为对称的剪切线的缘故,由此得出是一种冲切破坏的模式。从模型试验中得到冲切角与持力层厚度及基础宽度之间的经验关系,将软土的极限承载力采用 φ 0 的方法表示,并对作用于冲切面的土压力用库仑公式计算,根据冲切脱离体的平衡求得满足冲切条件的地基极限承载力计算公式[10]。

1988 年,濮家骝等用离心模型试验研究基础尺寸、形状、埋深和砂的相对密度对浅基础承载力的影响,试验采用半径 135cm ,容量为 10g · t 离心机。模型基础由铝制成,其平面形状有方形、长方形和条形三种,试验用砂为中细砂,共进行 73 组离心模型试验和 34 组常规模型试验。试验结果表明,基础尺寸和形状对浅基础地基破坏形式的影响很大,当基础尺寸增大时,破坏形式从整体剪切破坏变为局部剪切破坏或冲剪破坏;当基础尺寸足够大时,密砂上的方形基础不发生整体剪切破坏[11]。

1994 年,阮怀宁通过非均质非线性各向异性破坏准则,建立了复杂地基极限平衡理论,导出了滑移线斜率公式和应力沿滑移线微分方程。分析滑动区域应力变化规律,导出了有内摩擦与无内摩擦各向异性地基及非线性地基的极限承载力解析式,计算了各种复杂地基承载力系数的解答[12]。

我国岩土工程界对基于刚塑体假定的地基极限承载力计算理论一直存在着一些不同的观点,认为实际上地基是有压缩变形的,刚塑体假定不符合实际情况,这些观点无疑是正确的。但是,如果同时考虑土的体积变形对抗剪强度的影响,则使土体极限平衡的计算更为复杂,而且土工指标的试验尚无现成的方法,在目前条件下无法实用化。作为工程设计的实用方法,实用性方面的考虑可能往往比理论上的严格更为重要。对于地基承载力计算公式在理论方面的缺陷,可以采用通过沉降验算加以控制的方法来弥补。

二、建筑物的沉降计算与控制

建筑物的沉降计算是地基基础设计的重要内容，在西方国家的设计规范中，都明确规定了建筑物的沉降和差异沉降必须满足要求，对计算沉降时应当考虑哪些问题，采用什么指标都有规定，但这些规定都不是强制性的而是指导性的，允许设计者选择。值得注意的是关于沉降计算方法也都并不是强制性的规定，而是指导性地建议几种方法，供设计人员考虑，一般都不给出具体的沉降计算公式，英国规范和丹麦规范都是这样。在西方国家的一些手册或指南中给出了沉降计算公式，沉降计算是按瞬时沉降和固结沉降分别采用不同的计算方法与不同的土工指标，固结沉降的计算则考虑了前期固结压力影响，分阶段分别用压缩指数和回弹指数计算的方法。

前苏联规范则给出了非常具体的沉降计算公式，如前面提到的 СНиП II - Б.1- 62 规范，就采用不考虑前期固结压力的分层总和法计算沉降量，计算指标用变形模量，还给出了房屋和建筑物地基变形的极限值。显然，两种规范体系在沉降计算的思路与方法上存在非常大的差别，这种差别对我国的地基基础设计产生重大的影响，不仅影响了 50 年来的发展，也将影响今后相当长的时间。

和地基承载力计算相似，我国的地基沉降计算方法，在 20 世纪 50 年代也沿用前苏联规范的规定，后来虽然我国编制了自己的国家标准和地方标准，在结合我国自然条件、总结我国工程经验方面作出了很大的努力，有了不少的改进，但在技术体系上依然没有超越前苏联的影响，很难融入到国际上通用的技术体系中去。

50 年来，我国在地基沉降计算与控制方面的进展主要体现在下面五个方面：

(一)在建筑调查的基础上提出了各类建筑物地基允许变形值和变形控制的经验

在引用前苏联规范设计地基基础时，我国的工程师已开始注意积累实测资料，进行建筑物调查，探讨建筑物地基的允许变形值问题。在 1962 年我国第一届土力学及基础工程学术会议上，陈浩彬、陈惠康和郭象贤分别对福州、上海和天津地区的建筑物变形特征研究提出了报告，进行了建筑调查和沉降观测的建筑物数量为：福州 13 幢、上海 72 幢、天津 32 幢，提出了当地地基变形允许值的建议或进一步研究的思路，可以看出这些研究都是以相当丰富的观测数据为背景的，具有比较坚实的工程实践基础[13]~[15]。

1962 年 9 月开始，中国建筑科学研究院组织了上海、浙江、福建、广东和天津等沿海省市 25 个单位，历时 8 个月，调查现场 300 余处，写出单项调查报告 108 项，对软土地区地基设计与施工的主要问题与经验进行了全面、系统的调查总结，这些经验集中地反映在 1970～1974 年间编制的《工业与民用建筑地基基础设计规范》中，其中关于建筑物变形控制的一些经验和工程措施，如控制建筑物长高比、控制建筑物之间的距离、控制建筑物体型与荷载差、设置沉降缝、设置圈梁等，对于软土地区的地基基础设计具有指导意义，几十年来收到了很好的社会效果。

1970 年编制地基基础设计规范的地基允许变形值时，依据了大量的建筑物调查与沉降观测资料，包括：砌体承重结构建筑物 114 幢、多层框架结构建筑物 48 幢、单层排架结构厂房 27 幢、吊车轨道观测资料(37 个纵向倾斜和 27 个横向倾斜资料)、73 座高耸结构物和 10 份高炉观测资料，通过各种统计分析并参考各地的研究报告和地方规范的规定，提出了各类结构的特征变形及其允许值。

各地方规范编制时，也都根据当地的建筑物调查和沉降观测资料分析，提出符合当地实际

情况的允许变形值。

允许变形值的规定，说明了我国的地基基础设计已经由个别工程的经验上升为理性的经验，对于控制工程质量，推动技术进步起了重要的作用。但应当指出，允许变形值的制定体现了一定的技术经济政策，是当时政治、经济条件的产物。在 20 世纪 60～70 年代，我国的工程设计系统正在批判"肥梁胖柱深基础"，技术要求比较低，对建筑物的外观质量不很注意，在这样的条件下制订的质量标准不可能完全符合 21 世纪发展的要求。例如，在 20 世纪末，由于房地产市场的发展和住宅的商品化，消费者对于住宅的质量要求不同于福利分房的年代，软土地区的住宅由于允许沉降量比较大以及其他的一些原因，房屋开裂、倾斜等质量事故常有发生，关于商品住宅的质量纠纷不断。为了提高人民的生活质量，保证住宅的安全使用，上海市大幅度提高了对建筑物沉降的控制质量标准，上海地基基础设计规范将多层住宅的允许沉降值从原来的 25～30cm 改变为 15～20cm，这一改变意味着一大批按原来技术标准可以采用天然地基的建筑物将必须采取地基处理或桩基等工程措施，也意味着提高了工程造价。

(二)提出了应力面积法沉降计算公式

1962 年，吴崇礼提出了地基变形计算的应力面积法，给出了在各种分布荷载面积角点下的应力面积累积百分比[16]。

20 世纪 70 年代初，在编制全国地基基础设计规范时，将应力面积法计算沉降的公式列入了规范，与此同时，上海地基基础设计规范也在修编，也采用了应力面积法计算地基沉降，但其表达式不同于全国规范。这两本规范的沉降计算应力面积法都比吴崇礼的方法有了改进，给出的系数不是依赖于总应力面积的百分比，而是与实际应力面积等效的矩形面积的边长有关。这一改进使应力面积法便于推广使用，从而大大简化了沉降计算。

(三)改进了压缩模量的取值原则

用于沉降计算的土工指标，与前苏联规范相比，也有了改进。前苏联规范规定用变形模量计算沉降，变形模量是用载荷试验方法求得的。在工程实践中人们发现，深层土的钻孔载荷试验数据严重失真，无法取得深层土可靠的计算指标。其实，分层总和法是根据土在无侧向膨胀条件下的压缩变形假定得到的，采用变形模量计算时还需要引入修正系数 β，将变形模量修正为压缩模量。但是人们发现变形模量与压缩模量之间不完全符合理论的关系，用修正系数 β 并不符合实际。鉴于上述认识，我国规范推荐的沉降计算公式直接采用压缩模量计算，压缩模量由室内固结试验求得。

在《工业与民用建筑地基基础设计规范》中规定在压缩曲线上取 98～196kPa 压力段的对应压缩系数计算压缩模量，符号为 $E_{1\sim2}$，这个压缩模量不随应力水平而改变。对于基础宽度不大的情况，这一简化不会引起过大误差，但对基础宽度和埋置深度都比较大的情况，土层的实际应力水平已经超出上述范围，由于指标的简化使计算沉降偏大，因此在 80 年代编制《建筑地基基础设计规范》时作了修改，规定在压缩曲线上取相应于土层的自重压力至自重压力加附加应力的压力段的压缩系数计算压缩模量。这一改进对于减少计算沉降与实测沉降的偏离是有意义的，与此压缩模量取值的方法相配套，要求勘察报告必须提供压缩曲线，这也有助于提高工程勘察的质量。

(四)根据大量沉降观测资料分析，提出了沉降计算经验系数

1970 年编制地基基础设计规范时，根据北京、上海、江西、武汉和福州等地区的沉降观测资料 90 份，将观测资料用双曲线法推算至最终沉降量，同时根据实际工程条件计算沉降量，实测沉降与计算沉降的比值与土的压缩模量有关，通过散点图分析，按不同的压缩模量范围选用

经验系数值。高压缩性的土,实测值大于计算值,经验系数大于1,而压缩性比较低的土,实测值小于计算值。低压缩性土的经验系数小于0.5,说明计算沉降偏大太多,这可能是这类沉降计算公式没有能够考虑土的结构性或前期固结压力所致。

在上海地基基础设计规范编制时也采用类似的方法提出了适用于当地情况的沉降计算经验系数,由于地方规范的适用范围比较小,地质条件比较单一,因此经验系数的变化范围比全国规范窄。

(五)修改了压缩层下限的确定方法

对于沉降计算压缩层下限的确定,前苏联规范采用附加应力与自重应力之比为0.20的方法。我国根据软土地区的工程实践经验,提出在软土地区采用应力比为0.10的方法确定压缩层下限。但上述应力比方法没有考虑土层的构造和不同压缩性的影响,一些大直径油罐的深层沉降观测资料表明,在地层深部的硬层中,由于压缩性低,土层的变形急剧减小,同时由于硬层的扩散应力作用,硬层以下的土层变形也就很小了。但如按应力比的方法,则压缩层的深度远大于硬层的深度。此外,基础的形状和尺寸也影响压缩层的深度。根据上述分析,通过各种情况的计算对比分析,提出了按变形比确定压缩层下限的方法。但这一思路并没有为各地所采用,如上海地基基础设计规范仍采用应力比的方法确定。

三、高层建筑原型观测

建筑物的原型观测是研究地基、基础和上部结构共同作用的主要手段之一,是获得对共同作用客观规律认识的最基本的源泉。我国大规模研究共同作用是从原型观测着手的,其规模之大,项目之多,在国际上是少有的。

我国最早的高层建筑原型观测是从20世纪70年代中开始的,这一工作是由中国建筑科学研究院地基基础研究所、上海民用建筑设计院、上海工业建筑设计院和同济大学等九个单位协作进行的,其目的是为了揭示高层建筑箱形基础的工作性状,包括建筑物沉降、基础变形、基础内力、基底的反力分布等项目的实测和分析。在上海,对四幢高层建筑组织了全过程、多项目的观测,这些高层建筑是上海华盛大楼、上海四平大楼、上海胸科大楼和上海康乐大楼;同时,北京、西安和郑州等地也对五幢高层建筑进行了原型观测,这些原型观测得到了与上海地区相似的实测数据与分析结论。九幢高层建筑的基本数据和实测结果,见表7-1[17]~[19]。观测的项目除沉降观测外还包括基础底面浮力的量测、基础底面反力的量测、基础钢筋应力的量测。

原型观测的高层建筑基本数据 表7-1

工程名称	上部结构	建筑高度(m)	基底平面 L(m)×B(m)	基础埋深(m)	基底附加压力(kPa)	实测推算沉降(mm)
上海华盛大楼	框架12层	37.8	57.60×14.30	5.65	50.0	240
上海四平大楼	剪力墙12层	35.8	50.10×9.80	5.20	94.0	140
上海胸科大楼	框架12层	38.98	45.99×18.44	5.50	57.0	350
上海康乐大楼	剪力墙12层	38.8	64.96×14.10	5.50	85.0	160
北京病房大楼	框架10层	38.3	87.36×13.16	5.70	68.7	20.8
北京604大楼	剪力墙12层	30.2	45.60×11.56	4.41	66.2	11.4
北京16号公寓	剪力墙17层	54.70	36.46×13.75	8.25	222.5	53.9
西安小雁塔宾馆	剪力墙15层	51.80	62.00×20.32	7.00	102.0	31.4

郑州旅游宾馆	框剪 16 层	55.67	68.10× 25.60	4.38	94.3	307.8

根据对实测结果的分析,得到了若干非常重要的认识。观测表明,在软土地区,地下水浮力是客观存在的,其大小完全取决于地下水位的高低,而与基底压力的变化无关;地基土的类别只影响地下水的渗流速度,即地下水位回升的快慢;在施工期,可通过现场水位观测确定浮力大小,在使用期应根据正常地下水位,按全部浮力进行设计。

箱形基础的沉降过程可分为 3 个阶段:第 1 阶段为开挖卸载回弹后再加荷至恢复自重压力;第 2 阶段为附加压力增长至施工结束;第 3 阶段为保持恒载至沉降稳定。上海地区四幢,高层建筑在各阶段的沉降比例,见表 7-2。

箱形基础变形三个阶段的比例　　表 7-2

工 程 名 称	再压缩阶段(%)	附加压力阶段(%)	恒 载 阶 段(%)
上海华盛大楼	19.0	50.0	31.0
上海四平大楼	29.3	35.0	35.7
上海胸科大楼	22.3	50.1	27.6
上海康乐大楼	25.5	41.9	32.6

上海地区上述四幢高层建筑的箱形基础的纵向弯曲实测值为 0.10‰～0.33‰,弯曲的方向取决于施工条件;整体的横向倾斜实测值为 0.50‰～2.2‰。

根据实测的基础底面反力分布,得出了以反力系数表示的箱形基础基底反力分布的经验数据,为后来制定箱形基础设计规范提供了实测背景资料。

四、共同作用分析计算方法研究

共同作用的理论研究是从 20 世纪 50 年代开始的,最初梅耶霍夫(Meyerhof)提出了估算框架结构等效刚度的公式以考虑共同作用[20]。岑米斯基(Chamecki)和格罗斯霍夫(Grosshof)研究了上部结构刚度对沉降和基底压力分布的影响[21][22]。60 年代,萨玛(Sommer)提出了考虑上部结构刚度计算基础沉降、接触应力和弯矩的方法[23],随着计算机与有限元计算方法的发展,申恺维茨和张佑启(Zeinkeiwicz and Cheung)应用有限元方法研究地基基础的共同作用[24],普齐米尼斯基(Przemieniecki)提出了子结构的方法[25],哈达丁(Haddadin)首次利用子结构的分析方法研究地基基础与上部结构共同作用,为共同作用分析计算方法打下了基础[26]。至 1977 年,在印度召开“第一次土与结构物共同作用”国际学术会议,会议论文集反映了这一课题在当时的水平。

我国岩土工程界对共同作用问题虽然在 20 世纪 60 年代已经开始注意,但直至 70 年代初,高层建筑逐渐兴起,才推动了高层建筑与地基基础共同作用研究的开展,上面提到的由中国建筑科学研究院地基基础研究所、上海民用建筑设计院、上海工业建筑设计院和同济大学等九个单位协作进行的高层建筑地基基础的现场测试工作是理论研究的基础,表明我国的岩土工程界已经将研究的力量转向共同作用的研究。在开展现场测试研究的同时,在理论上也作了比较系统的探索,积累了宝贵的经验与数据,为我国《高层建筑箱形基础设计与施工规程》(JGJ 6—80)[27]的编制创造了有利条件,将我国的箱形基础设计提高到了一个新的水平。1981 年在同济大学召开了“高层建筑与地基基础共同作用学术交流会”,检阅了我国这一课题的研究工作。以同济大学张问清课题组(逐步扩大子结构法计算高层结构刚度的基本原理)、北京勘察院张国霞课题组(非线性差异沉降分析)、中国建筑科学研究院何颐华课题组(高层建筑箱形

基础基底反力确定法)和北京工业大学叶于政课题组(高层建筑箱形基础与地基和上部结构共同作用机理的初步探讨和采用弹性杆的简化计算法)的研究成果代表了我国当时这一领域中的最高研究水平[28]~[31]。

对高层建筑与箱形(筏板)基础及地基的共同作用分析计算方法研究进展主要包括 3 个方面的内容:

(一)地基模型及其参数研究

合理地选择地基的计算模型对于共同作用分析是十分重要的问题,地基模型的选择及其参数的确定,直接影响箱形基础基底反力的分布,从而导致差别很大的箱形基础内力,共同作用分析计算的结果是否符合实际情况,在很大程度上依赖于地基模型的合适与否。我国对用于共同作用分析计算的地基模型研究主要集中在上海和北京两地[32]~[36]。

同济大学针对上海地基土的特点,研究了非线性弹性地基模型和弹塑性模型,提出了 Duncan-Chang 模型中的极限主应力差与周围应力呈线性的关系以及四参数非线性地基模型计算切线模量的公式,同时给出了模型参数的试验值;对于上海的粉砂和砂质粉土,提出了 Lade-Duncan 模型的参数。

北京市勘察设计研究院根据北京土的特点,提出了单向压剪非线性本构模型,通过北京地区大量室内固结与动静三轴试验以及现场剪切波速试验资料分析,给出了最大主应力方向的单向压密和剪切割线模量的计算公式,并得到了一整套实用的参数试验与修正方法,取得可供工程设计使用的模型参数。

(二)共同作用分析方法研究

考虑结构-基础-地基共同作用的分析方法将上部结构、基础和地基视作彼此协调工作的整体,在连接点上满足变形协调条件下求解整个系统的变形与内力。其具体的方法是以离散形式的特征函数-地基刚度矩阵表征地基土的刚度贡献,运用空间子结构方法,将上部结构的刚度与荷载逐层向下凝聚到基础子结构的上部边界,形成全部上部结构的等效边界刚度矩阵和等效边界荷载向量,将它们叠加到基础子结构上去,并根据基础与地基接触点的静力平衡和位移协调条件,得到考虑三者共同作用的基本方程,求解方程得到基础子结构的节点位移,再从下向上进行子结构回代,即可得到上部结构各节点的位移,从而得到所需的节点内力。

同济大学张问清等在国内首先引进、使用与发展了子结构分析方法,包括双重与多重的子结构逐步扩大法,不但可以解决大型结构计算量大与计算机储存量不足的矛盾,而且可以反映施工期间结构逐层增加、结构刚度变化对共同作用的影响,还可以用子结构法建立三维高层剪力墙箱基和地基共同作用的计算程序[37]~[42]。

北京市勘察设计研究院张乃瑞等发展了一种称为 SFIA 的共同作用实用计算方法,这种方法采用非线性地基模型,并能反映荷载和地基的不均匀性、基础刚度对地基变形的调整作用以及施工后浇缝对地基内力影响。该系统已经应用于北京、海口等地 80 余项工程的分析计算,用于比较、选择合理的基础方案;通过调整基底压力与基础刚度达到减少差异沉降以调整整体内力的目的;确定是否需要设置后浇带及浇缝的时间;为分期建造的高低层建筑估计沉降与整体内力;以及用于估计基坑回弹量等[43]~[45]。

(三)对共同作用规律性的认识

通过 20 多年对高层建筑上部结构、基础与地基共同作用的实测和理论分析,对共同作用的基本规律有了进一步的认识[46]。

用共同作用理论研究上部结构的刚度对基础变形与基底反力分布的影响,上部结构的刚

度是水平刚度、竖向刚度和抗弯刚度的综合,随着建筑物层数的增加,最初几层对刚度的影响比较大,继而迅速减缓,并趋于某个定值。不论是平面框架结构、有填充墙的框架结构,还是剪力墙结构,它们的刚度与层数的关系都是这样,许多研究结果表明,上部结构刚度对共同作用的贡献是有限的。

上部结构刚度的形成与施工条件(包括施工方式与施工速度)有着密切的关系,在结构分析时要考虑刚度的形成方式,不同的考虑,分析的结果不相同。将整个结构的刚度和荷载作为一次同时形成的假定过高地估计了上部结构刚度对基础的贡献。根据本层的结构刚度与本层的荷载同时形成的"逐层形成"的假定计算的纵向弯曲与实测结果比较符合。

上部结构的刚度对柱荷载的分布也有明显的影响,随着建筑物层数增加,柱荷载逐步向两端集中,边柱总是加载,而内柱普遍卸载,这种集中效应也在最初几层表现比较明显,以后逐渐缓慢。

(四)实用设计方法研究

箱形基础和筏板基础实用设计方法研究的成果主要反映在两本设计规范中,1981 年颁布执行的《高层建筑箱形基础设计与施工规程》(JGJ 6—80)是根据 70 年代的研究成果编制的;1999 年颁布执行的《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ 6—99)是总结了近 20 年的研究成果与工程实践经验,对前一规程修改而成的,反映了我国这一领域最新的技术水平。综合上述规范的规定及一些研究成果,箱形基础和筏板基础的实用设计方法进展可以归纳为下列几个方面:

1. 根据上部结构和地基的特点规定了计算的条件

实用设计方法将箱形基础作为一个箱形空格结构,承受上部结构传来的荷载和不均匀地基反力引起的整体弯曲;同时,其顶板和底板分别受到顶板荷载和地基反力引起的局部弯曲。箱形基础实测数据和计算分析表明,当上部结构为现浇剪力墙体系或框架剪力墙体系,由于上部结构的刚度极大,箱形基础整体弯曲甚小,可以忽略不计,箱形基础的顶板和底板内力仅考虑承受局部弯曲作用分析;当上部结构为框架体系时,箱形基础内力计算应分别考虑整体弯曲和局部弯曲的作用。

实用设计方法根据不同的情况将筏形基础分别作为弹性地基上的梁板或按倒梁楼盖法计算。当地基比较均匀,上部结构刚度较好,且柱荷载和柱间距的变化不超过 20% 时,筏形基础可仅考虑局部弯曲作用,按倒楼盖法计算;不符合上述条件时,应按弹性地基梁板方法计算筏基的内力。

2. 提供了可供设计用的基底反力系数

根据大量实测的数据,规范提供了可用于计算基础内力的基底反力的分布。反力分布采用反力系数的形式给出,根据基础平面上不同位置的系数值乘以基底平均压力就可得到该位置的反力值。80 年代的规范仅给出矩形平面箱形基础的反力系数,90 年代的规范发展了这一方法,给出了若干异形平面的反力系数,包括三角形、十字形、L 形、三幢高层建筑连体和两幢连体高层建筑的平面。这将极大地方便了设计。

3. 上部结构刚度对箱形基础整体弯曲的影响

计算整体弯曲所产生的弯矩时,应考虑上部结构与地基基础的共同作用。《高层建筑箱形基础设计与施工规程》(JGJ 6—80)提出了在分析整体弯曲作用时,将上部结构简化为等代梁,按照无榫连接的双梁原理,将上部结构框架等效刚度和箱形基础刚度叠加得到总刚度,按静定梁分析各截面的弯矩和剪力,并按刚度比将弯矩分配给箱基的计算原则。这个考虑了上部结构

抗弯刚度的简化方法是符合共同作用机理的。但从80年代以来的许多研究成果说明，上部结构刚度对基础的贡献并不随层数的增加而简单地增加，其贡献是随层数增加而减少的。因此《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》(JGJ 6-99)综合了上部结构的竖向刚度、弯曲刚度及剪切刚度的影响，提出了对上部结构层数的限制，规定了框架结构参与工作的层数不多于8层。

第二节　桩基工程设计理论与方法

桩基础是应用比较广泛的一种基础类型，也是最古老的基础之一。在距今约有12 000年历史的智利古文化遗址中已经发现了桩的雏形。在我国陕西半坡村遗址和浙江余姚河姆渡遗址中发现，先人在7 000年前就已经采用木桩插入土中以支承房屋。在漫长的人类历史发展过程中，桩基的类型和工艺都有了很大的发展和变化，特别是近代，由于新的材料和新的施工机械的出现，为桩基础的飞跃发展提供了条件。今天桩基础已成为高层建筑、大型桥梁、深水码头和海洋石油平台等工程最常用的基础形式。在施工技术进步、桩型开发应用和设计理论研究等各方面至今仍然异常活跃，显示出桩基础具有强大的生命力和非常广阔的发展前景。

由于我国地域辽阔，各地自然地质条件差别极大，东、西部地区经济发展水平很不平衡，施工的机械化水平和技术水平都有很大的差别，因此在桩基设计方法与施工技术上极为多元化，几乎所有的桩型在全国各地都在使用。在有些地区已经否定的方法可能在别的地区还在发展，先进的现代化工艺设备和传统的比较陈旧的工艺设备并存，大直径桩与中小直径桩并存，预制桩与灌注桩并存，挤土桩与非挤土桩并存，锤击、振动与静压的沉桩方法并存，钻孔、冲孔与人工挖孔的成孔方法并存。在我国各种桩型几乎都可以有它适合的土质、环境和需求，都有其应有的价值与地位。桩型上的这种特点主要由两个原因造成：一是经济上的考虑；二是技术发展条件的不同。要在全国推行一种或几种桩型是不可能的，因地制宜，从实际出发选择桩型是桩基设计极为重要的设计思想。

近年来，我国海洋石油平台、超高层建筑和大跨度桥梁的建造，对桩基的设计与施工提出了很高的要求，在这些工程建设中桩基工程得到了迅速的发展，桩基础领域的技术水平与学术水平都有很大的提高。

我国桩基工程的实践和理论研究具有很高的水平，其原因在于：

(1)由于我国的地质条件极其多样，不同的地质条件，地基基础的工程问题不同，解决的方法和手段也不相同，给桩基工程的发展提供了非常大的空间；

(2)由于我国建设的规模极其巨大，高层建筑、大桥、高耸塔架、海洋平台、地下铁道、高速公路等基础设施大量兴建，对基础工程提出了各种不同的要求，桩基的类型和施工工艺极为多样化，提供了桩基技术极其广阔的发展空间。

与国际上桩基工程的发展水平相比，我国桩基工程的发展具有下列非常明显的特点：

(1)发展的桩型多，新的施工工艺、新的桩型不断出现，经过工程实践的筛选，保留了许多具有较高经济效益和社会效益的新桩型和新的施工方法；

(2)现场模型试验和原型试验研究的规模大，测试项目齐全，涉及的领域广泛。尤以竖向承压桩方面积累的资料最丰富，在抗拔承载力、水平承载力方面也进行过颇有代表性的大型模型试验和原型试验，取得了宝贵的数据，在现场试验中还做了许多桩身内力、桩身变形的量测，为承载机理研究提供了大量的实测数据；

(3)单桩承载力确定方法的研究与推广应用广泛，如用静力触探预估单桩承载力的方法，

用经验公式确定单桩承载力的桩侧摩阻力和桩端阻力的系数表等都已进入全国规范和部分地方规范,在工程实践中经受检验;

(4)桩的模型试验和理论研究的深入将工程经验提高到了新的设计方法和新的工法的水平,在理论和实践两方面都有不少的建树。在桩的荷载传递机理、桩土共同作用、群桩的变形计算与变形控制理论及计算方法的研究等方面都取得了很多的成果。

一、桩基承载力的静载荷试验研究

桩基承载力的静载荷试验是研究桩的荷载传递机理、研究桩土共同作用规律、测定单桩承载力的重要方法。通常以单桩试验为主,但也有群桩的足尺试验或现场模型试验,尤以群桩的足尺试验最为珍贵。

桩的静载荷试验常用以确定工程设计所需的单桩极限承载力,在早期主要对比较重要的工程才进行静载荷试验,从 20 世纪 80 年代开始,桩的静载荷试验在更大的范围内推广使用,成为确定单桩极限承载力的主要手段;在 90 年代后期,随着对建筑工程质量检测工作的不断加强,单桩静载荷试验已被一些地方和部门的质量监督站确定为必须进行的法定的检测内容。但这种检测型的载荷试验主要用来确定单桩极限承载力,量测的要求比较低,没有分层量测桩的侧壁摩阻力和桩端阻力。

在 20 世纪 70~80 年代,我国曾经进行过许多研究型的桩静载荷试验,包括竖向承载力和水平承载力,在桩身埋设了量测元件测定桩身轴力的变化和土层的变形,以研究荷载的传递规律;还进行过现场的大比例尺群桩的模型试验。至 90 年代,这种研究型的静载荷试验开展得就比较少了。

(一)钢筋混凝土预制桩的试验研究

上海地区大规模试桩是在 20 世纪 70 年代初,从金山上海石油化工总厂建设时开始的,当时在上海石油化工总厂的三个厂区进行了 6 组钢筋混凝土预制桩的静载荷试验。桩的截面是 450mm× 450mm,采用两种长度分别进入两种不同深度的持力层。试桩结果表明,进入第 7 层砂层的桩长比进入第 6 层粘性土层的桩只长 4m,但单桩极限承载力却可以提高 70% ~130%,这不仅为该工程的桩基设计提供了依据,节省了大量造价,而且也充分说明了合理选择桩基持力层的经济意义,丰富了人们对于桩基承载力的认识。

钢筋混凝土桩试桩数据　　表 7-3

	400× 80 闭口管桩	550× 100 开口管桩	550× 100 闭口管桩	550× 100 闭口管桩	550× 100 开口管桩	500× 500 焊接方桩	500× 500 胶接方桩
入土长度(m)	31.0	32.94	33.28	59.07	57.10	60.8	55.1
土塞长度(m)		16.4 49.8%			38.1 66.8%		
贯入度(mm)	46	16	19	6	1.6	3	1.2
回弹量(mm)	5	15	11	15	20	19	16
极限承载力(kN)	1450	1650	2100	5200	4800	7000	6000

桩顶位移值(mm)	13.48	28.94	23.69	42.56	61.73	43.85	

上海宝山钢铁总厂于1978年做过7组钢筋混凝土桩的静载荷试验[47]，其中桩径为400mm的闭口预应力管桩一组，桩径为550mm四组，其中两组闭口，两组开口，桩长32m左右和桩长60m左右各两组，截面500mm×500mm的焊接方桩和胶接方桩各一组。各试验桩的数据见表7-3，在相同桩长和桩径的条件下，闭口管桩的承载力高于开口管桩，桩顶位移小于开口管桩。

(二)钢管桩的承载力试验研究

在上海宝钢的建设中进行了多次钢管桩的静载荷试验研究，1978年上半年进行了3组钢管桩的试验，钢管桩的桩径分别为406.4mm、609.6mm和914.4mm，试桩的入土深度在60.4～63.0m之间，均为无加强箍开口钢管桩。钢管桩试桩的数据见表7-4。由于钢管桩的承载力很高，当施加最大试验荷载时远未达到极限承载力，钢管桩的桩径越大，土塞长度与桩的入土长度之比越大。

钢管桩试桩数据　　表7-4

	406.4	609.6	914.4
入土长度(m)	63.0	60.44	62.84
土塞长度(m)	35.56/56.4%	43.19/71.5%	53.94/85.1%
贯入度(mm)	2.0	1.9	3.6
回弹量(mm)	25	22	20
最大试验荷载(kN)	4500	6000	12500
桩顶位移(mm)	50	61.15	65

北仑港进行了钢管桩桩端管口类型对承载力影响的对比试验研究，其结果见表7-5，桩的直径均为1 200mm，试验时对桩的轴向力进行了电测。从试验结果可以看出，半封闭和封闭式的桩端标高均为-49.7m，极限承载力均为7 100kN，开口式桩端标高为-56.6m，比前者入土深度增加了近7m，而承载力却只有4 200kN。从最后平均贯入度的数据也可以看出两者的差别比较大。半封闭式与封闭式桩端的承载力比敞口式高得多的原因是桩端阻力得到了充分的发挥，同时因挤土的作用，使桩侧摩阻力也比敞口式有所提高。

北仑港对比试验结果　　表7-5

桩型	桩端标高(m)	极限承载力(kN)	桩侧摩阻力(kPa)			桩端阻力(kN)	锤击总数(击)	最后平均贯入度(mm/击)	最后平均回弹量(mm/击)
			-21.7～-30.5	-30.5～-45.6	-45.6以下				
开口式	-56.6	4 200	5.0	19.9	45.4	100	1 021	8.90	8.8
半封闭	-49.7	7 100	18.1	37.6	96.0	270	2 133	0.97	20.0

封闭式	-49.7	7 100					3 605	0.80	> 200

陈山码头钢管桩的对比试验结果见表 7-6,钢管桩的直径也为 1 200mm,桩长 44m,桩端进入硬粘性土层,做了两根试桩以比较敞口式和加隔板的半封闭式桩的差别,试验结果表明,设置弧形隔板的钢管桩,极限承载力可提高 22% 左右。

陈山码头对比试验的结果　　表 7-6

桩端型式	打桩锤击总数	极限承载力(kPa)		
		总计	管外摩阻力	桩端阻力
敞口式	338	4 600	2 770	1 830
加隔板	429	5 600	2 900	2 700

(三)钻孔灌注桩的试验研究

1975～1976 年间,北京市机械施工公司和北京市地质地形勘测处等单位在北京天坛小区和前三门高层建筑工程,开展了钻孔灌注桩的一系列试验研究工作,共做了 64 根桩的静载荷试验[48]。其中,直径 500mm 的 3 根,400mm 的 41 根,300mm 的 20 根(包括两组由 3 根桩组成的群桩试验),试验桩的长度 3.36～11.14m,大部分集中在 3～4m 和 7～9m 之间。试验的目的是研究不同地层土质条件对承载力的影响、不同桩长和桩径与承载力的关系、孔底不同处理方法对承载力的影响、试验加荷不同稳定标准对承载力的影响。为了求得桩侧摩阻力,在有些孔底投放了稻草笼或在孔底埋设压力盒。试验揭示了钻孔灌注桩承载性能的一些基本规律,如桩侧极限摩阻力占单桩极限承载力的 80% 左右;桩侧摩阻力在桩顶沉降量为 3.2～10mm 时就达到极限值,纯摩擦桩的沉降一般为 9mm,支承摩擦桩的沉降量要小一些;同样长的桩,直径小的桩比直径大的桩每一立方米的混凝土能提供更大的承载力;承台下掏空的群桩承载力比承台与土接触的群桩低 20% 左右等。

在相同时期,北京还对钻孔灌注桩进行了水平静载荷试验,研究水平承载力的规律,做了 32 根单桩和 2 组群桩的试验,试验桩的直径分别为 500mm、400mm 和 300mm,桩身分别用素混凝土、插筋和钢筋笼 3 种,桩顶分为无垂直荷载和有垂直荷载两种情况,对群桩还测定底面摩阻与侧向抗力作用。试验表明,荷载-位移曲线明显反映出桩身开裂界限,并可由此定出临界荷载;临界荷载下的水平位移较小,一般不超过 6mm,位移没有随加载次数增加而显著增大的现象,可取临界荷载作为容许水平承载力;灌注桩的水平承载力主要取决于桩身应力状态的变化,而不由桩的水平位移量控制,灌注桩的水平极限承载力根据桩身抗弯能力达到极限,即荷载-位移曲线急剧变陡确定的;配筋量的多少对临界荷载的影响一般是很小的,配筋量主要影响极限荷载。

20 世纪 70 年代末,江苏省电力设计院、南京工学院和同济大学等单位在唐念慈教授指导下在江苏南通对灌注桩的承载力进行了大规模的现场试验研究[49]、[50],共试验了 12 根单桩和两组双桩抗拔试验,试验桩的直径为 600mm 和 450mm 两种,桩长为 4.5m、6.0m、9.0m 和 12.0m 等四种。单桩试验内容有抗压承载力试验、抗拔承载力试验和横向承载力试验三种。对其中 4 根桩埋设了电阻应变片式钢筋计实测钢筋应力,在 2 根桩中埋设了应变杆测量桩身变形,对横向承载力试验还量测了桩顶水平位移和桩顶转角。

试验场地的地质条件比较单一和均匀,第 1 层为厚度 4m 左右的砂质粉土,第 2 层为巨厚层的中密饱和粉砂,这两层土的室内试验结果比较接近,但原位测试的结果相差比较大,可能在沉积年代上有较大的差别。

90 年代末,陕西省建筑科学研究院等单位在陕西信息大厦进行了超长桩的试验研究,陕西信息大厦地上 51 层,总高度 191m ,地下 3 层,深 17.6m ,基础采用桩- 筏基础,桩为泥浆护壁钻孔灌注桩,直径 1.0m ,桩长 75m 。场地内第四系土层厚度 700～800m ,勘探深度 150m ,在地面下 30m 范围内为黄土和古土壤,在 30m 至 54m 范围内为可塑状态的粉质粘土,在 54m 以下为含钙质结核的硬塑粉质粘土层。试桩直径 1.0m ,桩长 82.2m ,进行了单桩竖向承载力及桩身荷载传递机理的测试与研究,还作了压浆前后的承载性状的对比试验研究[51]。研究成果不仅对黄土地区的桩基础设计有指导意义,而且对其他地区的桩也有参考作用。实测荷载传递资料表明,黄土地区的超长桩没有测到桩端阻力,在桩长 60～70m 处桩身轴力已经趋于零,说明在这个深度以下的桩侧阻力也得不到发挥;在压浆以后,由于提高了浅层土的侧摩阻力,轴力为零的深度明显减小。

上述三次大规模的试桩,在试验量测的基础上进行了非常全面的分析计算,得出了许多规律性的认识,不仅指导了工程设计,而且丰富了对于灌注桩承载性状的认识,代表了我国单桩试验研究的水平。

(四)群桩试验

在 20 世纪 80 年代初,中国建筑科学研究院地基研究所在山东济南市进行了粉土中的钻孔群桩工作性能的试验研究,试验取得了很高水平的研究成果[52]。

桩径为 125～350mm ,桩的长度为 2～5.75m ,桩距为 500～1 500mm ,进行了高、低承台的对比以及不同桩径、不同桩长、不同桩距的对比试验,还进行了不同排列和不同桩数的对比试验,长期荷载试验与浸水湿化试验等七大组的群桩试验,在单桩、双桩和群桩试验中都采用多种量测元件进行了承台底土反力和桩底土反力的测定、桩顶荷载和桩身轴力的测定和地基土竖向变形的测定,其规模之大,试验类型之全,在国际上也是不多见的。根据对试验资料的分析,提出了在桩距较小且桩长大于承台宽度 1.5 倍条件下,由于桩土的相互作用而产生的侧摩阻力"沉降硬化"的概念;桩长小于承台宽度时,由于承台的作用而产生的侧摩阻力"沉降软化"的概念和承台对侧摩阻力的"削弱效应"概念;同时还提出了承台对端阻力的"增强效应"。通过分析,提出低桩台群桩的"非整体破坏"的计算模式,引入考虑承台—桩—土相互作用的群桩侧阻效率和端阻效率,计算大小桩距和高低承台群桩的极限承载力,可以使群桩的设计计算趋于合理。

二、桩基设计计算方法

(一)单桩承载力的确定

单桩承载力的确定是桩基设计的重要内容,而要正确地确定单桩承载力又必须了解桩-土体系的荷载传递,包括桩侧摩阻力和桩端阻力的发挥性状与破坏机理。

在地基基础设计时,对特定的工程场地,确定单桩承载力最为可靠的方法是现场的静载荷试验。一些重大工程,通常先做桩的静载荷试验,按试桩取得的单桩承载力数据设计,但这种方法需要两次进场施工,一般的工程常难以做到。当设计依据的单桩承载力不可能由试桩得到时,需要先预估单桩承载力,按预估的单桩承载力设计桩基础,在工程桩施工后再对一些工程桩进行试桩,这种试桩的作用仅仅是检验性的。如果实测的承载力小于预估值,则需采取补强措施,这是非常麻烦的事;如果实测的承载力大于预估值,说明工程的安全度很高,但已无法节省用桩,因此预估单桩承载力的准确性就非常重要,这就需要通过研究桩的荷载传递规律,提出比较可靠的预估方法。

单桩承载力通常采用由预估桩侧摩阻力和桩端阻力后相加的经验方法求得,积累桩侧摩阻力和桩端阻力的经验数据,是正确预估单桩承载力的基础,因此在研究型的静载荷试验时,埋设量测元件测定各层土的桩侧摩阻力和持力层的桩端阻力就成为研究的重点了。这类实测的数据对于研究桩的荷载传递规律,了解桩侧摩阻力和桩端阻力所占的比例,分析各种因素对荷载传递的影响是非常有用的。同济大学洪毓康等在 80 年代进行了大量桩身埋设量测元件的静载荷试验和室内模型试验,研究桩的荷载传递规律,研究桩端进入持力层的深度对端阻力的影响,研究端阻力对桩侧摩阻力的影响[53]~[57]。文献[58]根据华南地区 10 组桩身埋设量测元件的试桩资料计算桩的荷载传递曲线,将 $\tau - s$ 曲线简化为弹性全塑模型,$p_b - s_b$ 曲线简化为弹性硬化模型,用五个参数表示桩侧、桩端土的荷载传递规律,并求得各主要土层的曲线参数;提出用"桩端位移等值法"计算桩的荷载-沉降曲线,与实测数据比较是吻合的。

由于影响荷载传递的因素非常复杂,实测的桩侧摩阻力十分离散,同时由于实测数据的数量不可能非常的充分,因此对于形成地区性的设计参数经验值却没有太多的作用。在设计规范中推荐的桩侧摩阻力和桩端阻力的参数表,大多是根据大量试桩资料的分析结合其他原位测试的数据和工程经验编制的。在统计试桩资料的研究工作中,较有代表性的是同济大学在 80 年代提出的"用多参数最优解法求桩侧分层土极限摩阻力"的方法。根据试桩资料和静力触探数据的对比,假定桩侧摩阻力是该土层比贯入阻力和埋藏深度的非线性函数,采用 81 根试桩的资料和对应的静力触探资料,建立准则方程组,求解 21 个土层的待定参数[59]。其研究成果用于编制上海地基基础设计规范关于预制桩的桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力的参数表,分土层分别给出了桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力的范围,供预估单桩承载力时选用。

用原位测试方法预估单桩承载力是一种比较符合场地实际情况的方法,它反映了场地各土层的工程性质,也反映了场地的均匀性。在上海和北京等地,根据积累的桩的静载荷试验数据和静力触探的对比试验数据,采用类比方法建立各类土的桩侧摩阻力、桩端阻力与静力触探贯入阻力的经验关系[60]~[63]。这种研究成果经过工程设计的试用,证明比较符合实际,尔后列入了地方标准和行业标准,成为实用的预估单桩承载力的经验方法。

对于一些特殊的桩型,如嵌岩桩、大直径灌注桩的单桩承载力,也在进行大量试验研究的基础上,根据对其荷载传递特殊规律和破坏机理的认识,提出了预估单桩承载力的经验方法。

嵌岩桩是在端承桩的基础上发展起来的,在基岩埋藏深度不深的地区,常将桩嵌入基岩一定的深度,在计算嵌岩桩承载力时,过去常忽略覆盖层的侧阻力,将嵌岩桩作为直接传递荷载给基岩的受压柱看待,荷载全部由桩端承担。但是,大量实测资料表明,嵌岩桩的端阻力与侧阻力之比并不接近于 1.0,如嵌岩桩端的嵌岩深度超过 5 倍桩径后,端阻力反而趋近于零,但嵌岩桩又显然不同于摩擦桩。嵌岩桩可采用机械钻孔或人工挖孔方法成孔,将桩嵌入岩体内一定的深度。嵌岩部分的嵌固力是嵌岩桩的承载力高于端承桩的主要原因,是研究嵌岩桩的核心问题。20 世纪 90 年代初,史佩栋在文献[64]中综合研究了国内外 20 余年来对嵌岩桩的研究成果,通过对 150 例现场实测资料和两例原位长期观测资料的分析,得出了嵌岩桩在竖向荷载作用下桩端阻力分担比随桩的长径比而变化的一般规律,这些规律与通常认为嵌岩桩均属端承桩的传统观念迥然不同;阐述了这些规律的机理,探讨了不同长径比的嵌岩桩可能成为端承桩或摩擦端承桩的必要条件以及嵌岩桩试验的嵌岩深度。在软岩中的嵌岩桩试验研究的结果表明,泥质软岩地区的嵌岩桩主要表现为摩擦桩的性状,当嵌岩比为 7 时,端阻力几乎为零;在红色粉砂岩和砂砾岩地区的嵌岩桩的嵌岩比为 10,试验得到的端阻比为 3% 左右[65][66]。重庆市曾对无覆盖层的嵌岩小桩进行试验研究,其荷载传递机理及破坏模式不同于一般的嵌岩桩[67]。

大直径灌注桩,其成孔方式可以是机械成孔,也可以是人工挖孔,有时为了提高单桩承载力,采用扩大端部的方法。这种类型的灌注桩,常采用一柱一桩的方式布桩,则对桩身质量和单桩承载力的检测要求应当更为严格。大直径扩底灌注桩也称为墩基础,文献[68]全面地评述了这类桩的荷载传递规律与破坏机理。大直径灌注桩在我国各种土类中广泛使用,但系统的试验研究工作不多。福建省建筑科学研究所和建筑设计院在20世纪90年代发表了三份试验研究报告,1990年发表了10组实际桩径为0.8m左右的钻孔灌注桩的试验结果,1994年发表的5组钻孔灌注桩试桩的结果,实际桩径为1.1m左右,1998年发表的是11组人工挖孔桩的试验结果,桩径0.8～1.2m,扩大头直径1.2～3.0m,桩长7～15m。这些试验都在桩身埋设了量测元件,实测轴力的变化,从而得到桩侧摩阻力的分布及桩端阻力的比例,为软土地区的大直径灌注桩的荷载传递规律研究提供了非常难得和宝贵的资料。试验结果表明,不论是钻孔灌注桩或人工挖孔桩,桩长不论长短,极限摩阻力充分发挥时的桩土相对变形都在几毫米的范围内;端阻力所占的比例与桩长有关,对30～50m的钻孔灌注桩,端阻比在10%左右,不超过20%,但达到极限荷载时端阻比可达40%～45%;桩身较短的有扩大头的人工挖孔桩,达到极限时的桩侧摩阻力仅占10%左右[69]~[71]。中国建筑科学研究院在黄土地区进行了4组大直径扩底钻孔灌注桩的浸水试验以研究浸水对荷载传递的影响,试桩直径1.0～1.2m,扩大头直径2.2～2.5m,桩长32～40m。试验结果表明,浸水前加荷至设计荷载的1.2倍时,端阻力仅占6%左右;浸水后桩身上部正摩阻力逐渐消失,荷载向下部传递,停水后桩身上部出现负摩阻力,下部正摩阻力和端阻力逐渐增大,端阻比为36%～51%;尔后继续加荷,负摩阻力逐渐减小直至消失,恢复正摩阻力,端阻比降至30%～40%;试验还表明浸水主要引起桩的附加沉降,对单桩承载力的影响不大[72]。

预估大直径扩底灌注桩的单桩承载力时,如何正确确定桩端极限阻力是一个尚未很好解决的问题,由于扩大头的存在,其端阻力不同于一般的桩端阻力,但因其埋置深度比较深,采用考虑埋深的浅基础承载力的方法也不合适。对这一问题理论研究和特殊的试验相结合可能是一种解决的办法。采用孔底平板载荷试验测定桩的端阻力是一种比较方便的方法[73]。但由于承载板直径远小于井的直径,承载板四周有相当大的临空面,而桩端截面处有很大的埋深,两者的应力条件相差较大,因此实际的端阻力远大于用载荷试验测定的数值。近年发展起来的Osterberg试桩法可以克服前一种试验的缺点,这种试验的方法是在试验桩的桩底埋置一液压试验箱,高压油管及位移杆直通地面,建立一个能够测出施加在桩身的侧摩阻力、桩端阻力、桩顶位移和桩端地基土的位移,可以得到荷载—位移曲线,求得桩的侧摩阻力和桩端阻力。这种试验方法的构思十分巧妙,可节省人力、财力,特别适用于堆载试验比较困难的地方,具有很大的发展前途[74]。在理论分析方面,文献[75]用有限元方法研究了大直径扩底桩在荷载作用下的性质,采用增量-初始切线刚度矩阵法计算 $p-s$ 曲线,研究改变桩长、桩径和扩底尺寸对承载力的影响。

(二)群桩的承载力计算

由单桩承载力计算群桩的承载力时,按传统的方法应考虑群桩的折减,但根据我国的工程实践经验,过去一般不考虑群桩折减,即群桩的承载力等于单桩承载力之和,如上海地基基础设计规范就采用这种假定。

1994年颁布执行的行业标准《建筑桩基技术规范》对群桩承载力提出了考虑群桩效应和承台效应的计算方法。与其他的设计规范相比,具有如下特点:

(1)在计算群桩承载力时分别考虑了桩侧摩阻力和桩端阻力的群桩效应影响,用乘以群桩

效应系数的方法在设计表达式中表示,群桩的影响并不是简单的折减,群桩效应系数可能大于1,也可能小于1,取决于土类、承台宽度与桩长之比以及桩距与桩径之比;

(2)对于桩数大于3根的非端承桩,在群桩承载力中计入承台底部土的阻力,其影响用群桩效应系数表示,系数的大小也取决于承台宽度与桩长之比以及桩距与桩径之比;

(3)单桩承载力取用极限值,并在设计表达式中除以分项系数求得承载力的设计值,这一计算方法与工程结构可靠度设计统一标准的设计原则一致。

(三)桩基的沉降计算

桩基沉降计算时,一般将群桩所包围的土体作为实体深基础计算。对于附加压力的作用面位置和分布范围,国外常采用将作用面取在2/3桩长深度处,并以内摩擦角为扩散角计算分布范围内的附加压力。这是一种经验处理的方法,其目的是使计算结果接近于实际。

根据我国的工程实践经验,对沉降计算作了更简化的假定,将附加压力作用面的位置放在桩端标高处,附加压力的分布不扩散,即直接按群桩外围面积分布附加压力。

将沉降的计算值与实测值比较后发现沉降计算值大于实测值,桩越长,相差越大。为了使计算结果更好的符合实际,采用经验系数修正的方法,编制上海市地基基础设计规范时通过大量的对比资料分析统计,提出了按桩长选用经验修正系数的方法,其他地区也用类似的方法处理。

桩基沉降计算值偏大的原因在于桩将荷载传至地层深部,但仍用Boussinesq课题的解计算土中附加应力,计算应力偏大而使计算沉降偏大;另一个原因是沉降计算用的压缩性指标采用了固定压力范围(100～200kPa)的压缩模量,而在地层深部实际产生的自重应力和附加应力值都超出了这个范围,由于压缩曲线的非线性,应力水平越高,压缩模量也越高,采用低应力水平的压缩模量计算也使计算值偏大。针对上述两方面的问题,对桩基沉降计算方法作了重要的改进,将Mindlin课题的应力解引入到桩基沉降计算中来,并规定必须按应力水平从压缩曲线上查用相应的压缩模量。上海市地基基础设计规范采用了改进以后的沉降计算方法,使计算沉降与实测沉降比较接近,经验修正系数可以大为减小,例如对于桩端入土深度为50m的桩,经验修正系数从原来的0.5提高到0.9。

Mindlin课题的应力解的计算公式比较复杂,一般难以人工直接计算,因此必须编制程序在计算机上实现。为了便于人工计算,上海市《地基基础设计规范》采用影响圆和影响系数相结合的方法计算;行业标准《建筑桩基技术规范》采用等效系数修正的方法,这种方法的思路是在编制规范时分别按Mindlin课题和Boussinesq课题的解计算沉降,将这两种方法计算结果的比值作为桩基等效沉降系数列入规范。使用规范时仍按Boussinesq课题的解计算沉降,然后将计算的结果乘以桩基等效沉降系数即得相当于采用Mindlin课题计算的沉降量。

(四)水平荷载作用下桩基的承载力计算

从一般意义上说应称为桩在横向荷载作用下的性状,横向系指荷载的作用方向与桩的轴线垂直,不论是竖向的桩或是斜桩都可适用。对于竖向的桩,横向荷载就是水平荷载。从研究桩的性状角度方向问题,称横向荷载更严格一些,但如讨论桩基设计问题,荷载一般分为竖向和水平向两类,则用水平荷载一词更明确一些。对于可能采用斜桩的工程,如桥梁或码头,严格区分水平荷载和横向荷载是十分必要的。在许多文献中,这两个术语有时可能混用,好在本章主要涉及建筑物桩基,桩一般都是竖向的,就不需要严格地加以区分。

桩在横向荷载作用下的性状是桩土共同作用的结果,影响的因素比较复杂,单桩的承载性状与桩的刚度、土的工程性质有关;群桩的承载性状更为复杂,与桩的数量、排列以及承台的刚

度有关。最近30年来,我国对横向荷载下单桩和群桩的力学行为进行了大量的试验研究与理论研究,形成了比较完整的概念与设计计算方法。主要的进展有下列几个方面:

1. 单桩横向承载性状的试验研究

在20世纪80年代末,同济大学和成都科技大学分别用模型试验和离心模型试验系统地研究了桩在水平荷载作用下的力学行为。

同济大学的试验是在模型槽里进行的,试验地基采用上海的轻亚粘土,用气袋加荷固结后的重度与含水量接近天然值,模型桩是用铝合金管制成的,外径26.5mm,长度110cm,在模型桩侧贴了15对电阻应变片,作了静载试验、循环荷载试验和再加载试验。由试验结果用侧向基床系数法计算P-y曲线与试验结果比较发现,无论是m法、c法、k法或张氏法进行计算,很难使泥面反应和桩身弯矩同时满足实测值,于是采取了由3个系数控制曲线的方法使计算逼近实测值[76]。

成都科技大学的试验是在50g的离心加速度场中进行的,模型桩由薄壁无缝钢管制成,直径1.8cm,长度50cm。试验分单桩和由3根桩组成的排桩两种,排桩桩顶固结,间距等于2.8倍桩径。试验地基分均质粉土地基和粉土、砂层混合地基两种。试验结果表明,由于地基在重力场中固结,地基沉降大于桩的沉降,因此在桩侧存在负摩阻力影响;嵌固排桩的水平承载效率系数约为1.25,前桩承担的弯矩最大,后桩次之,中桩最小;由三维有限元计算得到的数据与实测的比较接近[77]。

文献[50]分析了5根原型试验桩的横向承载特性的资料,桩径0.45～0.60m,桩长6～12m,其中3根埋设了电阻应变片式的钢筋应力计。分析结果表明,桩径对桩的承载力有重要的影响,在相同横向荷载作用下,桩径由0.45m增加至0.60m时,位移可降低2.1倍,临界开裂荷载可提高1.8～2.5倍;桩径对承载力的影响比配筋的影响大得多。

2. 群桩基础的横向承载性状研究

群桩的研究大多是在模型试验和现场试验的基础上进行的,南京河海大学进行过系统的试验研究,研究的重点是群桩中不同部位桩的受力情况和作用,以及群桩的效率系数。群桩中桩与桩之间的相互影响产生了土中应力的重叠,使群桩的水平位移增大,承载力降低,即群桩效率问题。文献[78]介绍了水平承载力群桩效率的研究现状,讨论了群桩的工作机理,推导出群桩效率的计算公式。文献[79]在原型试验和模型试验的基础上,进一步考虑呆重、桩顶嵌固条件及基底摩擦的影响,提出了群桩水平承载力的计算公式。文献[80]提出了计算各排桩的群桩效率系数的公式,并与试验值进行了比较。杨克己在文献[81]中系统地研究了群桩的承载性状,提出了下面一些重要的观点:

(1)产生群桩效应的临界桩距是8倍桩径;

(2)群桩情况下,桩土应力应变互有影响的范围,一般在泥面下10倍桩径的深度内;

(3)群桩桩顶由于承台的嵌固作用,桩身弯矩减小,桩顶弯矩加大,最大弯矩点的位置和位移零点的位置都下移,土的塑性区向深层发展,提高了水平承载力,减小了水平位移;

(4)不论是粘性土还是砂土,不论是铰接还是嵌固,总是荷载作用方向的前排桩分配到的水平力最大,后排桩受到的水平力最小;

(5)提出了从单桩的P-y曲线加以修正而推求群桩情况下桩的P-y曲线的方法,以及群桩水平力在各桩中的分配方法,和现场实测值接近。

刘金砺在文献[82]中根据原型试验和接近于原型的群桩横向承载力的系统试验结果,分析了横向荷载下桩的相互作用效应、桩顶约束效应、承台侧抗效应及基底摩阻效应,在此基础上

提出了群桩横向承载力的分项综合效应系数计算法。

3．桩的横向承载性状的理论研究

桩的横向承载性状研究的基本问题是:有一定埋置深度的单桩,在地面处受与桩轴线垂直的横向力和力矩的作用,求桩在任意深度处的挠度、转角、弯矩、剪力和土抗力的分布强度。桩在横向荷载作用下的反应实际上是桩和地基土共同作用的结果,取决于桩的刚度和地基土的工程性质。从前面介绍的试验资料分析可以看出,用单一系数进行分析,泥面反应和弯矩很难同时满足实测值,在这些试验中一般还都没有量测地面处的转角,地面处的水平位移和转角也很难同时满足实测值。这说明桩的横向承载性状的理论研究还有待深入。对桩的横向承载性状的分析建立在Winkler假定的基础上,用基床系数k描述地基土的抗力特性,并按基床系数随深度变化的不同假定,形成不同的方法,即前面讨论过的m法、c法、k法、张氏法以及非线性P—y的地基反力法。但上述这些方法都只有一个待定参数,不能将地面处的挠度、转角和桩身最大弯矩及其位置同时符合实测值,解决的方法可以增加待定参数的数量,我国重庆交通学院吴恒立教授进行过长期系统的研究,提出了综合刚度原理和双参数法,在理论推导上比较严密,给出了微分方程的通解,与实测资料的符合程度也比较好,可以用于桩基础的计算和试验资料的分析,也可以用于桩基的非线性分析[83]。

4．实用的设计计算方法

在上述研究工作进展的基础上,形成了群桩基础水平承载力的实用计算方法,包括单桩水平承载力的确定,群桩水平承载力的计算和地基土水平抗力系数经验值。

对于钢筋混凝土预制桩、钢桩、桩身全截面配筋率不小于0.65%的灌注桩,根据水平载荷试验结果,按水平容许位移值确定单桩水平承载力设计值。对于一般建筑物,在单桩水平荷载-水平位移曲线上取10mm水位移值所对应的水平荷载;对于水平位移敏感的建筑物则取6mm。

对单桩水平荷载-水平位移曲线,《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程》规定了取临界荷载值和极限荷载值的标准。取曲线上第1拐点所对应荷载为临界荷载,第2拐点荷载的前一级荷载为极限荷载;当有钢筋应力测试数据时,取荷载-钢筋应力曲线上的第1拐点所对应的荷载为临界荷载,钢筋折断或达到流限的前一级荷载为极限荷载。

《建筑桩基技术规范》规定对于桩身全截面配筋率小于0.65%的灌注桩取临界荷载为单桩水平承载力设计值;对于缺乏水平载荷试验资料的情况,对于钢筋混凝土预制桩、钢桩、桩身全截面配筋率不小于0.65%的灌注桩,规定可以按容许水平位移值进行计算。

群桩的水平承载力,由单桩水平承载力乘以群桩效应综合系数求得,群桩效应综合系数由4个系数构成,包括桩的相互影响效应系数、桩顶约束效应系数、承台侧向土抗力效应系数和承台底摩擦效应系数。

在大量实测数据统计的基础上提出了各类地基土水平抗力系数的比例系数m值。其中关于灌注桩的经验参数是在编制《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程》时统计的,而预制桩是在编制《建筑桩基技术规范》时根据近140份单桩水平静载荷试验资料统计的。

(五)新型桩的开发研究

为了提高桩的承载能力,改善桩的受力性能,改进桩型是一种可取的思路,近年来,对加翼桩和异形桩的承载性能进行了机理研究和分析方法的研究[84]~[86]。加翼桩是为了提高桩的水平承载力,在砂土中进行了模型试验,研究砂土密度、桩长、翼板的几何形状、面积与埋深对水平承载性能的影响。试验表明,在桩上设置翼板可以减小桩顶的水平位移,增大10%～45%的

水平承载力,降低约 30% 的桩身弯矩,是一个比较经济实用的方法。异形桩是采用组合钻成孔浇筑矩形、十字形、T 形或工字形等截面的灌注桩,这种桩在天津塘沽港和山东黄河治理中已经使用。与圆形截面的桩比较,异形桩的周长可增加 30% ~88% ,截面惯性矩提高 20% ~315% ,增强了桩的抗弯能力,增加了侧壁的摩阻力,竖向承载力和水平承载力都有一定程度的提高。

三、桩箱、桩筏基础共同作用的研究

高层建筑桩箱和桩筏基础共同作用的研究在最近 20 年来取得了很大的进展,主要反映在原型实测研究、模型试验、沉降计算、共同作用分析方法等方面。

(一)原型实测研究

高层建筑的原型实测大多只进行沉降观测以掌握建筑物的沉降和倾斜的数据,多项目实测研究的报道较为少见。20 世纪 80 年代,同济大学前后进行了 6 幢高层建筑的原型实测研究,实测的项目见表 7-7,除沉降观测外还布置了桩顶传感器以量测桩顶反力,在基础底板布置了土压力盒以量测基底反力分布,有的项目还量测基坑开挖的回弹、基础底板钢筋应力和桩身轴力分布。观测的数据具体揭示了桩和土分担荷载的规律,不同桩位的桩顶荷载分布,桩顶荷载随层数增加的变化,基础板钢筋应力的变化,特别珍贵的是实测群桩的桩端阻力和桩侧摩阻力的变化。这些资料比较完整地反映了高层建筑桩箱和桩筏基础的共同作用性状,为研究桩箱和桩筏基础的共同作用规律提供了丰富的数据,代表了我国这一领域原型实测的最高研究水平[87]~[92]。

高层建筑原型实测项目　　表 7-7

结构类型	基础类型	桩型和桩长	桩顶传感器	压力盒	钢筋应力计	其他项目
框筒结构	厚筏基础	53m 钢管桩	4	50	24 筏板	9 个回弹标 内柱沉降
剪力墙结构	箱形基础	54.6m 钢筋混凝土桩	11	16	18 顶、底板	2 个温度计
框架剪力墙结构	箱形基础	26m 钢筋混凝土桩	16	22	12 顶、底板	
剪力墙结构	箱形基础	7.5m 钢筋混凝土桩	10	54	30 桩身	
剪力墙结构	箱形基础	24.2m 钢筋混凝土桩	7	14		

在上部结构—基础—桩—土共同作用的分析研究中,桩和土的分担比例、桩顶荷载的分布、基础的沉降与倾斜等都是主要的研究内容,原型观测的数据对于理论研究的成果具有验证的作用,因而是人们特别关注的问题。国内外原型观测的数据见表 7-8~表 7-10。

国内桩箱和桩筏基础实测数据　　表 7-8

序号	上部结构 层数	基础型式 总压力(kPa)	基础尺寸(m) 基础埋深(m)	桩　长(m) 桩径(宽)(cm)	桩　数 桩　距(m)	实测沉降(cm) 计算沉降(m)	荷载分担比例(%)	
							筏或箱	桩
1	剪力墙 18~20	桩　箱 250	29.7× 16.7 2.0	7.5 40× 40	183 1.20~1.35	30.0 30.0	15	85

2	剪力墙 12	桩　箱 228	25.2× 15.9 4.5	25.5 45× 45	82 1.80～2.20	7.1 7.9	28	72
3	框剪 16	桩　箱 240	44.1× 12.3 4.5	27.0 45× 45	203 1.65～3.30	2.0 5.6	17	83

续上表

序号	上部结构 层数	基础型式 总压力(kPa)	基础尺寸(m) 基础埋深(m)	桩长(m) 桩径(宽)(cm)	桩数 桩距(m)	实测沉降(cm) 计算沉降(m)	荷载分担比例(%)	
							筏或箱	桩
4	剪力墙 32	桩箱 500	27.5×24.5 4.5	54.0 50×50	108 1.60～2.25	2.4 3.5	10	90
5	框筒 26	桩筏 320	38.7×36.4 7.6	53.0 60.9×1.2	200 1.90～1.95	3.6 5.3	25	75
6	筒仓	桩筏 288	69.4×35.2 1.0	30.7 45×45	604 1.9	5.2 14.5	10→0	90→100
7	框剪 22	桩箱 310	42.7×24.7 5.0	28.0 55.0	344 1.70～2.00	2.5 7.0	20	80

注：本表引自参考文献[108]。

国外桩箱和桩筏基础实测数据　　　　表 7-9

序号	上部结构 层数	基础型式 总压力(kPa)	基础尺寸(m) 基础埋深(m)	桩长(m) 桩径(宽)(cm)	桩数 桩距(m)	实测沉降(m) 计算沉降(m)	荷载分担比例(%)	
							筏或箱	桩
8	剪力墙 22	桩筏 270	47.0×25.0 2.0	17.0 45×45	222 1.6	3.2	15→0	85→90
9	剪力墙 16	桩筏 190	43.3×19.2 2.5	13.0 45.0	351 1.6	1.6	45→25	55→75
10	框筒 31	桩筏 368	25×25 9.0	25.0 90.0	51 1.9	2.2	40	60
11	框筒 30	桩筏 625	2(22×15) 2.5	20.0 90.0	2×42 2.70～3.15	>4.5	25	75
12	框架 11	桩筏 235	56×31 13.65	16.75 180.0	29 6.90～10.0	2.0	70	30

注：本表引自参考文献[108]。

实测桩顶荷载分布　　　　表 7-10

序号	基础型式 基础布置	桩距 桩径	$P_c:P_e:P_i$	$P_c:P_{av}$	$P_e:P_{av}$	$P_i:P_{av}$
1	桩箱 满堂布置	3.0		1.50:1		
3	桩箱 满堂布置	3.3～6.5	3.59:2.70:1	1.34:1	1.04:1	0.4:1
6	桩筏 满堂布置	3.7	1.70:1	1.46:1		0.86:1
7	桩箱 满堂布置	3.4	1.78:1	1.32:1		
8	桩筏 沿墙布置	3.2	1.97:1	1.32:1		

续上表

序号	基础型式 基础布置	桩距 桩径	$P_c:P_e:P_i$	$P_c:P_{av}$	$P_e:P_{av}$	$P_i:P_{av}$
9	桩筏 满堂布置	3.6	2.20∶1.70∶1	1.83∶1	1.42∶1	0.83∶1
10	桩筏 满堂布置	3.0		1.32∶1		
11	桩筏 满堂布置	3.0～3.5	3.08∶2.25∶1	1.43∶1	1.05∶1	0.46∶1

注：P_c、P_e、P_i和P_{av}为角桩、边桩、内部桩和平均的桩顶荷载；

本表引自参考文献[108]。

(二)模型试验

中国建筑科学研究院在对高层建筑进行原型实测的同时进行了室内模型试验以研究共同作用的基本规律[93]。现场实测的高层建筑在武汉市，埋设了25个压力盒和35个桩顶传感器以测桩和土的分担作用。模型试验是在中国建筑科学研究院地基研究所的大型试验坑中进行的，基础模型长3.4m，宽1.0m，厚40cm，承台上用5台千斤顶协同施加竖直荷载。模型桩用114mm直径的无缝钢管制成，长度2m，承台下布置27根模型桩，桩距40cm，沉桩方法是用千斤顶压入土中的。承台板下埋设26个压力盒测量基底反力。

在90年代，中国建筑科学研究院进行了4组大型模型试验，模拟框架结构与筏形基础的共同作用，模型比例为1∶12，筏板的长度为4 140mm，宽度为2 370mm，厚度为90mm，混凝土用C30，截面配筋率0.87%。埋设45个压力盒，用39个电子百分表量测筏板的变形，筏板及上部结构的内力用320片电阻应变片量测。4组试验的内容见表7-11。

共同作用大型模型试验　　表7-11

试验号	地基土	上部结构刚度	荷载
试验一	中等压缩性土	上部结构刚度为零	板自重12.8kPa 1～10层每层10kPa
试验二	中等压缩性土	按7个单元逐次增加 上部结构刚度	1～13层每层13kPa 12～13层无刚度
试验三	中高压缩性土，由试验二的土浸水软化形成	一次形成上部结构刚度，荷载逐次增加	1～11层每层10kPa
试验四	低压缩性土	同试验二	1～2层每层12kPa 3～11层每层10kPa

一种称为滑腔模型试验的装置用于研究筏板下桩的工作性状，模型桩采用硬塑料管制成，直径2.5cm和3.2cm，长度34cm和44cm。同时还推导了群桩基础桩端极限承载力的计算公式[94]。

(三)沉降计算

前面已经介绍过的半理论半经验的等代实体深基础法，如《建筑桩基技术规范》和上海市《地基基础设计规范》规定的方法，这种方法也可以用于桩箱、桩筏基础的沉降计算。从80年代以来，国内针对高层建筑桩箱、桩筏基础的沉降特点，通过试验研究、理论分析与实测沉降资料

的分析比较,提出了下面几种计算沉降的思路或方法:

1. 对等代实体深基础方法的改进

同济大学董建国等提出的方法考虑了等代实体基础四周与土接触面上的剪力,按总荷载是否大于总剪力将计算区别为两种情况,分别给出复合地基模式或等代实体深基础模式的沉降计算公式[95][96]。这种方法的关键是需要正确确定总剪力的数值,因为总剪力的数值将影响计算情况的划分,这涉及不同的计算模式,而两种不同模式的计算结果又很难在同一条件下协调一致。中国建筑科学研究院则根据群桩试验的一些结果,对"等代墩基法"提出了改进[97]。其具体方法是按不同的桩距与长径比,区别不同的桩端持力层的情况,将等代深基础的底面放在不同标高处,以改进等代实体深基础的沉降计算方法。这种方法与 Peck, Hanson 和 Thornburn 在 1975 年提出的假定实体基础底面位于桩长 2/3 处的方法相似。

2. 基于弹性理论的方法

文献[98]将刚性基础下用弹性理论计算地基沉降的公式和 Poulos 的刚性基础下群桩的沉降计算公式结合在一起得出了沉降计算方法。在这个方法中出现了土的变形模量和泊松比两个参数,于是又回到过去一直难以解决的深层土的变形模量与泊松比的测定问题。文献[97]则根据试验的结果发现,桩-土、桩-桩相互作用的影响比按线弹性理论分析的结果小得多,因此提出对弹性理论方法中的相互影响系数和沉降比的计算方法加以改进的建议。由于试验的土类和群桩的桩数有限,修正系数的普遍性未必得到充分的体现,这仅是一种改进弹性理论方法的思路。

3. 将沉降按产生的不同原因分别计算的方法

在承台不脱空,并满足桩顶荷载与土所承担的荷载之和等于总荷载,以及桩顶沉降量等于承台下桩间土顶面沉降量的条件下,以土体变形表示的承台沉降为桩端土层沉降量与桩间土的压缩量之和[99]。计算群桩所承担的荷载引起的沉降时,将桩端阻力和桩侧摩阻力分开,并假定桩侧摩阻力的分布形式,然后用 Mindlin 课题的应力解计算土中应力,考虑桩与桩之间的相互影响计算任意位置桩的沉降量;承台下土所分担的荷载按 Boussinesq 课题的解计算土中应力[100]。也可以采取简化的方法计算土中应力的扩散,然后用附加应力面积方法计算沉降量[99]。

(四)共同作用研究成果

高层建筑的桩与箱、桩与筏共同作用理论是在高层建筑箱基、筏基共同作用理论研究的基础上发展起来的,在采用空间子结构方法凝聚上部结构刚度和荷载的同时还需要将桩-土体系离散化,需要考虑桩-土、桩-桩和土-土之间的相互作用,并将其模型化为线性弹性体或理想的弹塑性体,共同作用分析计算的结果可以得到基础的沉降、基础的内力、桩顶的反力和基底反力的变化规律。

共同作用分析理论包括筏板的分析模式,除了通常采用的薄板理论分析外,还采用了厚板理论;在发展以有限元方法为基础的共同作用分析方法的同时,同济大学还发展了一些新的分析方法。例如将筏板作为一个整体板,从筏基的变形形态及边界条件出发,构造一种位移模型,然后根据上部结构柱结点和桩土结点施加于筏基的作用力,应用势能原理建立共同作用分析的基本方程,求得上部结构柱结点和桩土结点的反力,筏基中任意点的弯矩、扭矩、正应力和剪应力,从而可以分析共同作用的有关问题[101]。

桩-厚筏基础是高层建筑重要的一种基础形式,其特点是能充分利用地下空间作为地下车库或地下商场,适应上部结构荷载变化的能力强,而且基础结构简单,施工方便。对于桩-厚

筏基础的共同作用分析采用厚板理论及桩-桩、桩-土和土-土相互作用弹性理论分析,并对相互作用系数进行了经验拟合修正[102]。

对于不同类型的上部结构,提出了不同的分析方法。当对空间剪力墙结构和桩-筏基础的共同作用分析时,对上部结构采用双重扩大子结构有限元方法,对筏板采用厚板理论以及对桩-土体系采用群桩相互作用理论进行分析;而当对筒体结构和桩-筏的共同作用分析时,上部结构采用结构平面展开法,桩-土体系采用群桩边界积分法,筏板则采用薄板理论进行分析[103][104]。

高层建筑桩基础共同作用研究的最新发展有两个方面:一是承重地下连续墙与桩筏基础的共同作用研究;二是变刚度设计概念的提出和实用化。

地下连续墙既作为深基坑的围护结构又作为主体结构地下室的外墙是比较经济合理的方案,也是地下连续墙合理使用的方向。但在实际工程应用中还存在诸多的设计难点,如地下连续墙与底板及桩的荷载分担、地下连续墙与底板连接处的内力传递等问题。按现有常规的设计方法,通常将地下连续墙与底板分开计算,即假定墙顶荷载完全由地下连续墙承担,结构内部荷载完全由桩基础承担,底板的钢筋全部锚入地下连续墙,作为与地下连续墙的刚性连接。由于缺乏整体性的计算方法,设计人员对地下连续墙与桩基础的沉降协调与内力传递都心中无数,影响这种结构型式的进一步发展。将地下连续墙引入桩筏基础的整体共同作用计算成为高层建筑基础工程设计方法发展的重要研究领域。文献[105]提出的方法考虑了墙、桩、土在实际工作状态中的相互影响,墙-桩—土体系的支承刚度,再通过与筏板的结构刚度,乃至上部结构的刚度的耦合,以进行上部结构与墙-桩-筏基的共同作用分析计算。对一个算例的比较计算结果表明,地下连续墙参与共同作用以后,计算沉降减少 30%;边桩和角桩的桩顶反力小于中间桩的反力,改变了桩顶反力分布的一般规律;地下连续墙所承担的荷载约占 40%,桩和底板各占 30%;基础底板的内力也有一定程度的降低。

宰金珉在文献[106]中提出了人为改变地基或桩-土体系的刚度,使基础的变形更为均匀,以减少基础的内力的设计概念,报道了变刚度地基的试验结果,通过改变地基的刚度实现了反力向板的中部集中的预期效果;同时介绍了德国法兰克福展览大厦的设计中所体现的变刚度设计思想,该大厦采用不均匀、不等长布置桩的方案,改善基础的受力情况,是一个成功的设计。刘金砺在文献[107]中更明确地提出了“变刚度调平设计”的概念与设计方法,由于上部结构受到使用功能的制约,一般很难对其进行刚度调整,对基础结构进行调整的费用比较高,因此变刚度调平设计主要是针对桩基或地基处理。调整地基或桩基的刚度分布不仅是可行的,而且调平效应显著,变刚度调平设计时需进行共同作用分析绘制沉降等值线,当总沉降量不大而局部沉降过大时,可对过大部分采用桩基或复合地基处理;在沉降较小的部位应抽掉一部分桩,对沉降较大的部位适当加密布桩,或适当调整桩径、桩长,重新形成桩-土刚度矩阵。已将研究成果应用于北京等地 7 项带裙房的高层建筑和超高层建筑的设计中,并用变刚度调平设计方法对其中 6 项工程进行了优化。

在《上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论》、《带群房的高层建筑与地基基础共同作用的设计理论与实践》和《高层建筑地基基础-共同作用理论与实践》三本著作中,集中反映了同济大学赵锡宏教授和他的课题组 20 年来在桩箱和桩筏基础共同作用理论研究领域中长期研究的最新进展,代表了我国这一领域的研究水平[108]~[110]。

中国建筑科学研究院和南京建筑工程学院在高层建筑桩基设计共同作用领域中的研究成果集中反映在《带裙房高层建筑地基、基础与上部结构共同作用计算方法》研究报告中,这一成

果包括了大比例尺的室内模型试验、计算方法的理论分析、研制计算程序和工程应用。计算程序可以计算沉降等值线、桩顶荷载与土反力分布、基础不同截面的双向弯矩、剪力和配筋以及上部结构的次应力等[111]。

四、复合桩基的设计方法

将桩、土和基础共同作用的研究成果推广应用于桩基础设计,考虑群桩的效应和承台的作用,或同时考虑桩数、桩位对桩基沉降的影响,从控制桩基沉降出发,提出了复合桩基的设计思想,是近年来桩基础设计理论进展的一个重要方面。

复合桩基有两种不同的思路:一种反映在《建筑桩基技术规范》中,是以承载力控制为主的设计方法;另一种是以沉降控制为主要特点,称为沉降控制复合桩基。

《建筑桩基技术规范》对于桩数超过 3 根的非端承桩,在考虑群桩效应的同时还考虑了土与承台的相互作用,将地基土与承台底面之间的阻力对于承载能力的贡献平均分摊到每根桩上进行计算;并规定了承台下存在可液化土、湿陷性黄土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土,或可能出现震陷、降水、沉桩过程产生高孔隙水压力和土体隆起时,不考虑承台效应。这一设计方法是从承载力计算的角度考虑了地基土与承台之间阻力的作用,并假定土阻力也是同步、充分发挥的,但不同于下面讨论的沉降控制复合桩基的承载力验算的假定;至于沉降是否满足要求,则是以常规的沉降验算来检验的。

沉降控制复合桩基,又称为减少沉降桩,是以控制变形为原则,考虑桩与承台共同作用,介于天然地基上的浅基础与桩基之间的一种基础类型。按照这种设计概念,与按常规方法设计的桩基相比,根据不同的容许沉降的要求,用桩数量有可能大幅度减少,桩的长度也有可能减短,具有相当的经济效益。因而研究的学术思想非常活跃,设计计算的方法也是百花齐放的局面,早期,Zeevaert[112]、Poulos[113]和童翊湘[114]等都先后提出过这种概念。

黄绍铭等从 20 世纪 80 年代中开始进行探索沉降控制复合桩基的设计方法,并从 1987 年开始应用于实际工程的原型试验,积累了一定数量的实测数据,到 1989 年底,已有 100 余幢建筑物,约 $4\times 10^5 m^2$ 的多层住宅采用这种类型的基础。这一设计方法的基础是应用 Mindlin 应力解 Geddes 积分公式计算土中应力,用分层总和法计算沉降;其设计内容包括桩长及截面的选择、承台埋深及底面尺寸的初步确定、不同桩数时的沉降计算、按建筑物容许沉降量确定实际用桩数[115]。经过 10 余年的试用,取得了工程经验后已列入 1999 年颁布的上海市工程建设规范《地基基础设计规范》中,对于 8 层以下的多层住宅,当控制沉降量小于 15cm 时,采用 16～20m 长的小截面桩可以比较经济合理地解决问题,目前这一方法已在上海市的范围内大面积地推广使用,并研制了专用配套计算软件[116]。

宰金珉等在综合分析沉降控制复合桩基的非线性工作性状的基础上提出在整体承载力和沉降量双重控制下按单桩极限承载力设计复合桩基的新方法。提出了天然地基承载力满足率 ψ 指标,认为 $\psi\geq 0.5$ 是采用复合桩基的设计方法必须满足的适用条件,当 $\psi<0.5$ 时,应按常规方法设计桩基;并对整体安全度进行了计算和分析,提出了天然地基承载力设计值的利用系数 ξ 和单桩极限承载力的利用系数 ζ 两个指标,前者一般取小于 0.5, 后者一般取 0.8～0.9,认为天然地基承载力满足率对整体安全度的影响最显著;对复合桩基设计用两个条件控制,即整体安全系数不小于 2,沉降量不大于容许沉降量[117]。

杨敏等报道了减少沉降桩在上海地区某一厂房桩基础上的应用,将原设计的 236 根桩减少到 72 根,计算的最终沉降量为 130mm 左右,但最后按 138 根桩施工;认为减少沉降桩理论

中的桩主要用于作为减少沉降的措施,荷载则主要由持力土层承担,因此需要验算该持力土层的强度,而桩所承担的一部分荷载则视为安全储备;根据土工指标验算强度时,持力层的强度取临塑荷载公式、$P_{1/4}$公式和 Prantl-Reissner 公式三者计算值的平均值,其值为 136.5kPa,认为满足强度要求[118]。

在复合桩基的研究中,管自立从承载力的分担概念出发,提出了一套按"疏桩基础"概念设计复合桩基的思路与方法,与前面的方法并不完全相同,这一方法在温州的工程实践中发挥了作用[119]。

从上面的分析可以看出,在讨论这一设计方法时,其共同点都将沉降控制放在一个比较突出的位置,但对于承载力问题则各家的说法并不完全一致。有的在工程实践的应用和总结推广上比较突出,有的则在设计计算方法的探讨上比较深入。对于满足承载力要求的提法也有相当大的差别,着眼点和计算方法都不相同;在适用条件的要求上也不一样,有的非常明确的提出了沉降复合桩基的适用条件,而有的则对适用条件没有加以严格的界定,沉降控制复合桩基与所谓传统桩基之间的界限出现了某种模糊化的趋势,存在无条件地将沉降控制复合桩基推广应用到高层建筑的倾向。对于桩端持力层的条件控制,也存在缺乏严格限制的说法,这就使得沉降控制复合桩基安全度问题的讨论更为重要。因此,文献[117]提出的整体安全度的概念对于深入认识沉降控制复合桩基的承载机理和研究沉降控制复合桩基的安全度是有理论意义的。

第三节　深基坑工程设计

深基坑工程是建筑工程技术的一个重要组成部分,基坑工程的成败事关工程全局。一方面是基坑的开挖深度越来越深,技术难度越来越大;另一方面是基坑工程的事故不断产生,特别是一些重大深基坑工程的事故,教训非常深刻;因此,许多大城市的建设管理部门都将基坑工程设计与施工列为严格管理控制的工程技术领域,制定了各种技术的或行政的法规进行管理;工程界也十分重视这一领域的研究与技术开发,基坑工程已成为工程界所关注的技术热点与难点,成为近年来土木工程中最为活跃的技术领域之一,是岩土工程最新发展的一个重要标志。

最近十余年来,我国各大中城市万幢高层建筑拔地而起,其中高度超过百米以上的大约有200座,最高的上海金茂大厦高度 420m,深圳地王大厦高度 325m 及广州中天大厦 323m,它们巍然耸立,已跻身于世界百座超级巨厦之列,而且分别排名第三、第十二和第十三位,举世瞩目。

随着高层建筑的发展,基坑工程的规模也迅速发展,其主要标志是开挖深度已发展至10m、20m 以上,福州新世纪大厦的基坑最大深度达 24m,北京京城大厦基坑深度为 23.76m;许多基坑的平面面积已超过 10 000m^2,基坑平面尺寸最大的上海港汇广场大厦为 275m×182m,开挖面积达 50 000m^2。

与此同时,我国大城市的地下交通也在迅速发展,北京地下铁道继其第一期、第二期工程之后,又建复八线;上海地下铁道 1 号线通车不久,又已建成了 2 号线,即将开始新线的建设;广州地下铁道 1 号线营运在即;天津、青岛和南京等地也都在计划兴建地下铁道。这些地下铁道的车站有百余座,其基坑的最大深度达 22m。上海徐家汇地铁车站的开挖宽度 23m,长度660m,为亚洲最大的地铁车站。

此外,在各地兴建了许多大型地下市政设施(如上海人民广场地下变电站)、地下商场(如

石家庄站前地下商场建筑面积 40 000m^2)和工业深基坑(如上海宝钢热轧厂铁皮坑深达32m)。

这些大型基坑工程的建成,标志着我国基坑工程技术达到了一个很高的水平。纵观十余年来我国深基坑工程的发展是与我国城市化的进展与大批高层建筑的兴建同步的,深基坑工程数量之集中,规模之浩大,监测资料之丰富,都是其他国家望尘莫及的;但是,基坑工程事故率之高,也是首屈一指的。深基坑工程引起了学术界和工程界的普遍关注,大量的人力投入到这一领域的工程研究中来,取得了丰硕的成果。近十年来,有十余次全国性的会议以基坑工程为主题或主要议题,出版了十余本有关基坑工程的专著,在刊物上发表了 100 余篇讨论基坑工程的论文,基坑工程成为岩土工程界普遍关注的技术热点,学术讨论空前地热烈,技术成果不断地出现,成为 20 世纪末我国岩土工程发展的重要标志之一。无论在设计思想、设计理论、施工技术和监控技术等方面都有了很大的发展,正在逐步形成一门新的岩土工程分支学科——基坑工程学。

一、基坑工程设计思想的更新

十多年来我国基坑工程设计施工技术的最主要的进展在于设计思想和观念的更新。以前,由于基坑的深度比较浅,而且将基坑围护作为施工临时性设施,并不引起人们的重视。但当城市建筑密集区中出现大量深大基坑的时候,由于技术准备不足,对深基坑工程的复杂性认识不充分以及其他一些原因,不少城市相继出现了一些重大的工程事故,引起了管理部门与工程界的重视,吸取事故的教训,投入了大量技术力量进行研究,加强了技术管理的措施,在实践中发展了基坑工程的设计方法与施工技术。实践表明,基坑工程技术的复杂性远甚于永久性的基础结构或上部结构,不更新设计思想就不可能得到一个技术先进、经济合理的设计。设计思想的更新主要体现在如下几个方面:

(1)深基坑工程的设计是一个相对独立的设计项目或设计阶段;

(2)深基坑工程设计包括方案设计和施工图设计两个阶段,方案设计阶段的工作是决定性的环节。基坑工程设计的条件很大程度上取决于施工,基坑工程设计与施工组织设计的关系异常密切,在方案设计时必须与施工组织计划统一考虑。

(3)深基坑工程设计不仅要满足地下室施工空间和安全的要求,更重要的是必须满足保护环境的要求。

(4)深基坑工程设计应满足强度和变形两种极限状态,在许多情况下,由于环境条件的限制,满足变形控制的要求比满足强度和稳定性的要求更为严格,基坑工程的成败经常取决于变形控制。

(5)地下水是控制基坑工程性状的重要条件,水压力是构成作用于围护结构侧向压力的重要部分,地下水的动水压力和渗透破坏常常是基坑工程失效的主要原因,地下水影响是基坑工程设计中不确定性最大、控制最困难的问题。

二、基坑工程设计荷载的研究

基坑工程设计的荷载不同于作用在一般结构物的荷载,作用于围护结构上的荷载主要是侧向压力,包括土压力和水压力。其他的一些作用,如地面的施工荷载、相邻建筑物的基底荷载等垂直荷载也都通过土体以侧向压力的形式作用于围护结构上;相邻场地的沉桩挤土作用,也以水平压力的形式传给围护结构;直接作用于围护结构上的垂直荷载很少,主要是作用于内支

撑上的一些施工机械的荷载，或地面的行走车辆。上述作用于围护结构上的侧向荷载都是非标准的荷载，其值是不确定的、不稳定的，受施工条件和环境条件的影响非常大，预估的荷载与实际产生的荷载可能相差很远，荷载的确定是基坑工程设计中最为困难而又十分重要的环节。

在基坑工程设计方法发展的过程中，对土压力计算方法进行了较多的研究，包括室内模型试验、现场实测和理论的探讨都有不同的进展，学术气氛空前地活跃。

(一)土压力分布的试验研究

为了加深对经典土压力理论的理解，研究土压力的量测试验结果是必要的。由于经典的库仑理论和朗肯理论都是对刚性墙分析的结果，因此刚性墙的试验数据与理论计算的结果有较大的可比性。刚性墙的刚度很大，在工程上不考虑它本身的变形，分析土压力时，只考虑作刚体运动，即只考虑墙身的平移或转动，转动的中心可能是墙的顶部或底部，也可能是绕某一点转动，墙身的实际运动情况肯定是非常复杂的，取决于许多制约条件。但在分析问题时，只能分解为若干个基本的位移形态，然后加以组合。

对土压力的分布曾进行过一些试验研究，引用最多的是 Terzaghi 于 60 年前做过的模型试验，他的试验是用砂做填料，模型挡土墙的高度大于 2m；尔后又有不少的模型试验，大多用砂为填料，有的试验结果表明，这三种基本位移在土体中所产生的破裂面几乎相同，因而一般只做平移的试验来研究土压力的分布；但也有试验结果证实，墙在三种位移时的土压力分布形状及大小都不相同[120]。

国内在 90 年代初，周应英等报道了五组很有意义的试验结果，为认识土压力的分布规律提供了实测的数据[121]。试验填料分别采用砂土($\varphi=34°$)和粘性土($\varphi=24°$，$c=1.47$ kPa)。采用压力盒量测土压力，在砂土的试验中用了 20 个压力盒，粘性土的试验中用了 59 个压力盒。模型挡土墙的高度为 1.0～1.5m，宽度为 0.5～2.0m，组合成不同的高宽比。

对砂土进行的墙身平移试验结果说明当墙身的高宽比为 1 时，实测土压力随深度增加而增大，实测数据在理论分布线两侧波动，静止条件下的实测土压力最大，随着位移的增大，土压力减小；当墙身的高宽比为 1.5 时，实测分布曲线与理论直线的偏离比较大，在墙的上半部实测主动土压力值大于库仑理论值，下部则相反，出现在工程实测时通常出现的 R 形分布；五种不同的宽高比(0.5，0.6，1.0，1.5，2.0)的墙体试验结果说明，墙身刚度越小，实测的主动土压力分布越偏离库仑理论值。

在粘性土中模型挡墙，按三种不同位移方式的试验结果表明，当墙身绕墙底转动时，实测土压力的数据随深度增大，并接近于直线分布；但当墙身平移或绕墙顶转动时，实测主动土压力的分布与直线分布的偏离都比较大，其分布特点是墙身上部大于理论值，下部小于理论值。同时，当墙底部绕墙顶的位移量与平移量相等时，转动的总土压力大于平移的土压力，且平移时更偏离于理论值。比较三种不同性质位移的试验结果可知，墙平移时的土压力合力最小，绕墙顶转动时的土压力合力最大；为了研究不同性质位移的相互关系，在进行了绕墙顶转动的试验之后，又将墙顶移动使墙恢复竖直，这相当于两种转动的叠加，位移的结果与平移相当；此时上部土压力由大变小，下部的土压力由小变大，与直接平移的试验结果相当接近，说明按最终土压力的效果，不同性质的位移可以叠加。上述三种不同性质位移所产生的破裂面位置也很接近，与墙背面的夹角约为 33.5°；但三种位移情况所产生的土压力大小与分布却差别比较大。三种不同位移所产生的土压力有较大差别的原因可以用滑动面上在墙顶处抗剪强度发挥的不同程度来解释，转动时由于转动中心处基本上没有位移，滑动面上的抗剪强度得不到充分的发挥；而平移时各点的位移接近，沿滑动面上发挥了相同的较大的强度，因而土压力最小。实测主

动土压力为 40.61kN，而采用楔体试算法，考虑滑动面上的粘聚力和墙面上的粘结力，计算得到的结果为 38.75kN，两者也非常接近。

至于柔性围护结构的变形，因素非常复杂，严格地说，作用在柔性围护结构上的土压力分布是墙体和土体在变形协调的条件下共同作用的结果，与按刚性墙假定计算的结果必然相差甚远。

在一些国外的文献[122]~[129]中报道了基坑开挖时土压力的实测资料，如柏林地铁在砂土中开挖时，测定了 10 个断面的土压力，实测结果说明土压力受支撑的影响较大，从总体来看分布曲线接近于抛物线；美国西雅图 Columbia 大厦基坑位于上部硬粘土与下部为砂卵石的土层中，实测土压力分布曲线接近梯形。Terzaghi 和 Peck 根据实测的资料分析，提出了不同土类的土压力分布图式，为各国所引用。但根据 Lambe 和 Golder 的实测研究，认为用上述土压力分布图式设计支撑，与实测结果偏离较大，可高达 100%。

我国在基坑工程中虽然进行了大量的监测，但对土压力的实测不多，早期希望从实测资料中总结一些规律以指导设计，但由于影响实测结果的因素实在太多，很难推广到一般情况；同时，土压力的实测资料对于指导施工的作用也不如位移实测数据直接，因此在工程监测中一般很少实测土压力。在上海市标准《基坑工程设计规程》条文说明中给出了 6 个工程实测土压力的资料[130]，从中也可以看到，各个工程的土压力分布曲线相差很大，即使同一个工程，在不同时刻的实测规律也不相似。

对围护结构的工程实测变形资料是非常宝贵的，但由于实测时一般不可能达到破坏，土体处于何种状态不是非常明确，给分析和类比使用带来了困难。模型试验可以做到破坏，能够得到破坏状态时墙体变形与土压力分布的实测值，有利于进行理论分析，但试验条件一般与实际相差比较大，其成果难以在实际工程中应用。

我国曾经在 6m× 6m 的试验槽中进行土压力的模型试验[131]，试验结果表明，当悬臂围护结构的最大变形量为基坑开挖深度的 2.3‰时，土压力分布呈三角形，数值与静止土压力相近；对于有支撑的排桩围护结构，当最大变形量为基坑开挖深度的 3.4‰时，土压力在 0.375 倍开挖深度范围内呈梯形分布，以下基本为均匀分布，底部有收敛趋势。最大数值为 1.3 倍静止土压力值；对于连续壁结构，当最大变形量为基坑开挖深度的 3.8‰时，土压力在 0.75 倍开挖深度范围内呈矩形分布，以下呈收敛趋势，最大数值为 0.9 倍静止土压力值。

（二）指标的试验方法对计算结果的影响

根据现有的计算方法，在计算墙前被动土压力和墙后主动土压力时采用相同的抗剪强度指标，忽略了不同应力历史对抗剪强度指标的影响。现有的总应力和有效应力强度理论都不能考虑应力历史的影响，因而其抗剪强度指标不是唯一的。开挖卸荷使挡墙前后的土层处于不同的应力历史状态，孙叔贤进行了模拟基坑开挖应力状态的特殊三轴试验方法，研究不同的应力状态对土压力的影响[132]。

在基坑开挖时，基坑外侧如果不考虑地下水位的变化，竖向的自重应力保持不变，水平方向的应力减少，随着开挖深度增加，水平应力逐步减小，直至主动土压力状态。这个变化过程可以用减少试样侧压力的方法进行模拟，在三轴仪上，保持轴向压力不变而减少侧压力，直至试样破坏；在基坑底面以下的土层，如果不考虑地下水位变化，基坑开挖引起竖向应力减小，由于围护结构的挤压，水平应力增大，这可以采用在轴压减小的同时增大侧压的试验方法进行模拟。

用重塑粘性土进行不固结不排水的侧压减少试验和单轴压缩试验，试验得到的主应力差

与轴向应变的曲线表明,侧压减少试验所得的主应力差比常规单轴压缩试验的主应力差小,两种方法所得到的抗剪强度指标是不同的。

用原状粘性土进行固结不排水的压缩试验和卸载试验,其试验结果说明,两种试验方法所得的应力应变关系曲线不同,测得的抗剪强度指标也是不同的。因此,计算基坑外侧的主动土压力时,应该采用减少侧压的试验所测得的抗剪强度指标;计算基坑开挖时的墙前被动土压力时,应采用卸荷试验得到的抗剪强度指标。为了比较,对同一个挡墙,分别按压缩试验和卸荷试验测得的抗剪强度指标计算被动土压力,其计算结果示于表 7-12 中。从表 7-12 可以看出,用压缩试验强度指标计算的被动土压力偏大,是偏于不安全的。

用两种试验指标计算的结果　　表 7-12

试验方法	取土深度 (m)	开挖深度 (m)	土的重度 (kN/m^3)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)	被动土压力 (kPa)
压缩试验	12.0～12.8	8	19.8	15	36.5	371.5
卸荷试验	12.0～12.8	8	19.8	22	31.0	325.0

魏汝龙分别对利用不排水强度指标、固结快剪指标和有效应力强度指标计算土压力的方法,研究了卸载和加载对计算结果的影响后指出,如果在基坑开挖工程中计算墙前被动土压力采用加载时的强度指标,则得出的结果偏低。如果用固结快剪强度指标,则当挡墙的嵌入深度大致等于开挖深度时,考虑卸载的影响,可使计算得出的被动土压力增加 25% ,这是一个不容忽视的有利影响,应该加以充分利用[137]。这一结果与上述试验结果并不吻合,其结论是相反的,因此尚需进行理论分析与试验测定相结合的研究,以期得到对这一问题完整的认识。

(三)计算侧压力的方法—— 关于水土分算与水土合算的讨论

近年来,对深基坑工程设计时围护结构侧向压力的计算,在不同层面上开展了一场比较广泛的学术讨论,讨论集中在水土分算和水土合算的问题上,讨论涉及对经典土压力计算理论的认识,对土中超静水压力和静水压力的不同概念,对粘土中是否存在静水压力,对土压力计算中有效应力原理的应用,还涉及对土的各种抗剪强度试验方法的结果适用条件等问题。

从工程实用的角度出发,在总结基坑工程设计经验的基础上,国内几本有关基坑工程设计的规范,包括行业标准和地方标准,都同时提出了两种计算方法,即水土分算法与水土合算法。关于土压力的两种计算方法,引起了岩土工程界广泛的关注,出现了不同的学术观点,从计算方法的合理性、可行性的讨论,进一步深入到土力学的一些基本概念的层次,各提出了不同的见解,学术讨论非常热烈。岩土工程学报 2000 年第 3 期发表了沈珠江院士和李广信教授的两篇论文,“基于有效固结应力理论的粘土土压力公式”和“基坑支护结构上水土压力的分算与合算”,作为在学报讨论这一问题的终结。

下面根据已有的文献资料,从两个方面回顾这一课题的讨论与进展:

1. 在工程设计实用层面上的比较

根据国内几本比较有影响的基坑工程设计规范的规定,从基坑工程的设计要求出发,土压力的计算主要涉及以下几个问题:

1)水压力和土压力是分别计算还是合在一起计算,即水土分算还是合算的原则

上海市标准《基坑工程设计规程》[130]规定,土体作用在围护墙上的侧压力,宜按水土分算的原则计算(侧压力等于土压力和水压力之和)。有工程经验时,也可按水土合算的原则计算侧压力。在条文说明中进一步说明,水土分算原则,即分别计算土压力和水压力,两者之和即总的

侧压力。这一原则适用于土孔隙中存在自由的重力水的情况或土的渗透性较好的情况，一般适用于砂土、粉土和粉质粘土。水土合算原则认为土孔隙中不存在自由的重力水，而存在结合水，它不传递静水压力，以土粒与孔隙水共同组成的土体作为对象，直接用土的饱和重度计算侧压力，这一原则适用于不透水的粘土层。考虑到上海地区基坑工程影响范围内的浅部土层为滨海河口沉积层，层理明显，往往粘性土与粉性土或粉层呈交互薄层。水平向渗透系数最小值约为10^{-6}cm/s，并不是完全不透水的土层，故规定作用于围护墙上的侧压力宜按水土分算原则计算。

中华人民共和国行业标准《建筑基坑工程技术规范》[133]规定，当存在地下水时，宜按水压力与土压力分算的原则计算，作用在支护结构上的侧压力为有效土压力与水压力之和。当具有地区工程实践经验时，对粘性土作用在支护结构上的侧压力也可按水土合算原则计算。

深圳市标准《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》[134]规定，对地下水位以下的粘性土(粘土、粉质粘土)，宜采用土压力、水压力强度合算；对地下水位以下的粉土、砂土和碎石土，宜采用土压力、水压力强度分算。

《武汉地区深基坑工程技术指南》[135]规定，地下水位以下土层的土、水压力可采用土水合算和土水分算两种方法计算；对粘性土、粉土宜土水合算，对砂类土宜土水分算。

中华人民共和国行业标准《建筑基坑支护技术规程》[136]在条文中并没有作文字规定，根据所给出的分别适用于碎石土及砂土、粉土及粘性土两大类土的计算公式可以看出，对碎石土和砂土采用水土分算，对粉土和粘性土采用水土合算方法计算土压力。

2)水土分算时，土压力用什么指标计算，是有效应力指标还是总应力指标

上海市标准《基坑工程设计规程》规定，按水土分算原则计算土压力时，可采用总应力抗剪强度指标，地下水位以下用水下重度计算。

中华人民共和国行业标准《建筑基坑工程技术规范》规定，有效土压力按土的浮重度及有效抗剪强度指标计算，当粘性土无条件取得有效抗剪强度指标时，可用总应力固结不排水强度指标，并可按地区经验作必要的调整。

深圳市标准《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》规定，土水分算用有效重度、有效强度指标计算。

《武汉地区深基坑工程技术指南》规定，土水分算时取浮重度和有效应力参数计算土压力。

中华人民共和国行业标准《建筑基坑支护技术规程》没有区分是土水分算还是合算，都一律采用天然重度和总应力抗剪强度指标。

3)水土合算时，土压力用什么指标计算

上海市标准《基坑工程设计规程》规定，水土合算采用天然重度和总应力强度指标。

中华人民共和国行业标准《建筑基坑工程技术规范》规定，水土合并计算的压力按土的饱和重度及总应力固结不排水抗剪强度指标计算。

深圳市标准《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》规定，土水合算用饱和重度、总应力强度指标计算，合算结果已包括水压力。

《武汉地区深基坑工程技术指南》规定，土水合算时取饱和重度和总应力参数计算土压力。

4)水土分算时，对于渗流条件的考虑

上海市标准《基坑工程设计规程》规定，按水土分算原则计算水压力时，应按有无产生地下水的渗流情况，采用不同的水压力分布模式。

中华人民共和国行业标准《建筑基坑工程技术规范》规定，基坑内外无渗流条件时，支护结

构上作用的静水压力按基坑内外的静止地下水位计算;当基坑内外地下水有稳态渗流条件时,在主动土压力侧,作用于支护结构的静止水压力分布为:处于基坑开挖面以上按静水压力计算,基坑开挖面至支护结构底,取基坑底面处的静水压力降为零的倒三角形分布。

深圳市标准《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》规定,水压力强度按静水压力计算,未区分有无渗流的情况。

《武汉地区深基坑工程技术指南》规定,计算静水压力时应考虑坑内外的水头差,坑内外的水头值应根据止水方案确定。

中华人民共和国行业标准《建筑基坑工程技术规程》对此并没有在文字上作规定,但从计算公式可以看出,当地下水位在基坑底面以上时,水压力项乘以$(1-K_{ai})$的系数,K_{ai}为主动土压力系数,表示水压力小于静水压力;同时对于坑底以下的水压力,此减量不再随深度而增大。

将上述4个方面、几本规范的不同规定综合于表7-13中,从中可以比较各个标准之间的异同。

在分算与合算的适用条件方面,《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》、《武汉地区深基坑工程技术指南》和《建筑基坑工程技术规程》均按土类作规定,大体相同,稍有差别;上海市标准《基坑工程设计规程》规定除水泥土围护结构外都采用水土分算的原则;《建筑基坑工程技术规范》从原则上均要求采用分算的方法,但给地方规范采用水土合算方法留有一定的余地。

各标准在水土合算的计算指标方面的规定没有原则性的差别,但对水土分算时的计算指标出现了较大的差异,上海市标准《基坑工程设计规程》与其他标准的差别主要是抗剪强度指标,规定可以采用总应力指标,而《建筑基坑工程技术规程》不但采用总应力指标而且用天然重度计算竖向应力。在计算指标的问题上,国内岩土工程界出现了观点与处理方法的主要分歧。

在水压力的计算方法上,各标准存在比较大的差别,有三种不同的处理方法:一是直接按静水压力计算;二是考虑渗流对水压力的影响;三是在水压力的计算中出现了与主动土压力系数有关的修正。

水、土压力计算的有关规定　　表7-13

	上海规范	行业规范	深圳规范	武汉指南	行业规程
分算适用条件	砂土、粉土、粉质粘土	普遍适用	粉土、砂土、碎石土	砂类土	碎石土、砂土
合算适用条件	不透水粘土层、水泥土围护结构	有经验时可用	粘性土	粘性土	粉土、粘性土
分算时的计算指标	水下重度 总应力指标	浮重度 有效指标	有效重度 有效指标	浮重度 有效指标	天然重度 总应力指标
合算时计算指标	天然重度 总应力指标	饱和重度 总应力指标	饱和重度 总应力指标	饱和重度 总应力指标	天然重度 总应力指标
水压力计算	区别有无渗流情况	区别有无渗流情况	静水压力	应考虑水头差	水压力小于静水压力

2．不同学术观点的讨论

在上述这些标准制定的过程中,以及标准制定以后,关于作用于围护结构上的侧压力计算问题在各种学术会议上,学术刊物上,各种关于基坑工程的专著上多层次地开展了讨论,这种讨论已经不局限于作为设计方法,进而在理论分析,水、土压力的机理以及新的计算方法等方面都深入展开,成为一个受到普遍关心的技术热点。在岩土工程学报、地基处理和岩土工程师等刊物上都不同程度地进行过有关水土压力问题的议论和讨论,其中,魏汝龙教授发表的论文最为系统[137]~[144],涉及水土压力计算的各个方面问题。比较集中的讨论文章发表于 1998 年第 3 期、1999 年第 2 期和第 4 期以及 2000 年第 3 期岩土工程学报[145]~[152],综合上述几篇讨论的文章,可以看出主要的学术观点分歧是计算地下水位以下粘性土的土压力用什么方法和什么强度指标计算,以及如何考虑孔隙水压力的影响,包括剪切所引起的超静水压力和静水压力作用机理的区别。下面就三个方面的问题进行初步的综合:

1)对采用总应力强度指标计算土压力的讨论

对于在砂土中采用水土分算,用有效重度和有效强度指标计算土压力,用静水压力的方法计算水压力,并不存在分歧;但对于粘性土,则存在不同的观点和不同的处理方法。主张在粘性土中采用总应力法将水、土压力混合计算的 3 点主要理由是:①认为国内勘察单位还未能普遍地配备三轴适用设备,因而有效强度指标比较难以获得;②在渗透性较低的粘性土中,水压力的影响不会在短时间内显示出来,有人甚至认为有效应力原理不适用于这种土;③对于粘性土的不排水情况,土体受剪将产生超静孔隙水压力,而这部分水压力通常又无法正确测量或计算,故此时以采用总应力法为宜。魏汝龙在评述这三个观点的同时,论证了用总应力指标进行水土分算计算方法的合理性,建议采用有效重度和固结不排水总应力强度指标计算土压力,再加上全部的静水压力[137]。同时,还在有效应力法和总应力法以外,提出了固结应力法的概念[148]。这种可以称为用总应力指标的水土分算方法对于认识土在沉积过程中强度的形成,对于认识在开挖卸载时主要由土体的自重产生的土体极限状态和土压力的概念是有意义的;这一观点突破了原来习以为常的概念,即认为既然采用总应力指标,就必须使用天然重度或饱和重度计算竖向应力,同时由于重度中已包括了土中水的自重,就已经反映了水对侧压力的影响,因而不需计入静水压力等。对上述方法提出的不同意见则认为采用固结不排水强度指标是不合理的,应采用不固结不排水强度指标计算土压力;进一步的讨论还涉及到由固结不排水强度指标按上覆土层应力条件求得的强度,与用不固结不排水试验测定的强度,在概念上和数值上是否都一致的问题,以及固结不排水强度指标和不固结不排水强度指标的适用工况的讨论[145][147]。对于水土合算所采用的总应力强度指标,认为至少存在两个问题:一是开挖卸载所引起的是负超静水压力,与总应力强度指标的试验条件不同;二是静孔隙水压力与稳定渗流的孔隙水压力是容易确定的,并与强度指标无关,也不是用不排水强度指标所能反映的,因而认为水土合算在概念上是非常含混的[151]。

2)对粘性土中的静水压力和超静水压力作用的讨论

对如何计算粘性土中水对结构物的作用力,观点并不一致。上述对粘性土中水压力计算的不同观点,也反映在对魏汝龙教授所建议的总应力指标的水土分算方法的讨论中[148],问题之一是墙背作用的水压力是否按静水压力全部发挥,是否过高地估计了水压力;问题之二是在总应力指标的土压力系数中,对于超孔隙水压力作用的考虑。但另一种观点明确地指出水土合算方法在理论上的缺陷是对饱和土体只用竖向总应力计算主动或被动土压力,而不再计及包括静水压力在内的一切孔隙水压力是有悖于有效应力原理的,且静水压力不应随排水条件而变化[151]。

土中的水压力包括静水压力和超静水压力两部分,静水压力是由土中水的自重产生的,超静水压力是由土中应力状态变化所引起的。静水压力的计算比较简单,其压力强度随深度直线增加,作用于结构物底面上的合力为浮力,作用于结构物侧面上的合力即侧向水压力;对于砂土中静水压力的计算,观点比较一致,需要 100% 地考虑其发挥;但对于粘性土中静水压力的计算,是否 100% 地得到发挥,则历来有不同的观点,也存在不同的处理方法。但静水压力(不论是浮力或侧向压力)占总荷载的比例很大,对地下结构的设计计算影响又很大。在软土地区,因抗浮考虑不周而使基础上浮的事故并不是个别的。此外,对于超静水压力,则是通过对剪切面上的有效应力影响抗剪强度的大小,最终反映在计算所得的土压力作用于结构物侧面上,与静水压力的作用机理显然不同。

3)基于有效固结应力理论的粘土土压力计算

沈珠江院士在文献[152]中推导了基于有效固结应力理论、采用三轴固结不排水强度指标计算的主动土压力和被动土压力公式,从这些公式得到了几点结论:

(1)除非用 c_{uu} 和 φ_{uu} 的总应力法,不管是有效强度理论还是总强度理论,都应按“水土分算”法进行土压力计算;

(2)当采用有效固结应力法时,土压力公式中出现的静水压力项与破坏状态下墙上作用的水压力无关,它的出现仅仅说明,静水压力不会引起粘土强度的增加;

(3)对于被动土压力,文献中推出的土压力系数与 Rankine 土压力系数相同,但主动土压力系数小于 Rankine 公式计算的结果,说明传统的主动土压力公式的确偏于保守;

(4)粘土与墙之间的阻力可以引入折减系数 η(接触面抗滑强度与土体本身抗剪强度之比)加以考虑,只要在各项土压力系数前乘以 $\sqrt{1+\eta}$即可,亦即对 $\eta=1$ 的绝对粗糙墙,主动和被动土压力系数可以分别减小或增加 0.414 倍。

虽然,岩土工程学报的编者按说明沈、李两文是这一讨论的终结,但这只能说是学报讨论的终结,而不是这一问题讨论的终结。关于水土压力的分算和合算的不同意见,还远没有达到基本的一致,而规范的不同规定,又使这个学术问题的讨论更难以在工程实践中得到积极的反响。

(四)土压力计算方法的探索

杨光华[153]在 Prandtl 假定的滑动面的基础上,分析脱离体的力系平衡,导出主动土压力系数和被动土压力系数的表达式,用新的土压力系数计算的主动土压力小于朗肯土压力公式的计算结果,而与考虑墙背摩擦角等于内摩擦角时的库仑主动土压力计算值接近;对于被动土压力,计算的结果小于墙背摩擦角等于内摩擦角时的库仑主动土压力计算值,内摩擦角愈大,差别也愈大。虽然这种思路在推导地基承载力公式时就早已提出,但作为土压力系数单独使用值得进一步研究。

陈斗勇等[154]在假定破坏面为平面的基础上,将破坏土体沿竖向划分微分体,在满足微分体的平衡条件下推导出土压力系数的表达式,用这个方法可以求得库仑条件下土压力沿深度的分布。但土压力系数表达式比较复杂,难以用一个公式表达,尚需进一步简化或给出便于实际应用的方法。

三、计算方法与软件的发展

1. 有限元计算方法

作用于柔性结构上的土压力实际上是结构与土共同作用的响应,采用有限元方法在原理

上可以解决这类问题的计算，虽然在实现中还有各种困难需要进一步去解决。

从90年代初开始，杆件系统有限元法逐渐推广应用于计算作用在柔性围护结构上的土压力以替代结构力学的简化解析计算方法，如等值梁法等。杆件系统有限元法将单位长度截条的柔性围护结构作为一根梁，基坑外侧的水土压力由土压力公式求得，作为荷载作用于梁上，内侧被动区的土体用文克勒地基模型模拟，采用弹性地基梁的m法计算，支、锚体系的作用模拟为弹性支座。这是一种简化近似的计算方法，比较简单实用，还可以求得围护结构的变形，可以满足一般工程设计的要求。但对于重要、复杂的深基坑工程设计或基坑工程的研究工作，杆件系统有限元法就不能满足更高的计算要求和更多的计算内容，例如不能计算土体中各点的应力与位移，不能反映空间的作用等。

将杆件系统有限元法计算的墙体变形与基坑开挖时实测的变形进行比较，是常用的一种论证方法，或以此来证明理论分析方法的正确性，或以实测变形数据来反求m值，作为信息化施工的一种数据处理的方法。但这种方法把极限状态和工作状态混淆了，杆件系统有限元分析时，作用在墙体上的主动土压力是按达到极限状态的土压力理论计算得到的，在主动土压力作用下计算得到的变形应当也是极限状态时的墙体变形，这与实测变形时土体所处的状态完全不同，将两种不同状态的变形进行比较，不能得到任何正确的结论。

陆瑞明等[155]提出了考虑围护结构空间非线性共同作用的计算方法，将墙前和墙后的土压力随位移的变化视为双曲线，提出了土压力与位移关系的公式作为共同作用计算时的物理模型，并提出了一种具有普遍适用性的结构计算方法——弹簧补偿迭代法，能够考虑基坑围护结构、支撑系统和土体三者的空间非线性共同作用，可以模拟基坑的分步开挖过程。弹簧补偿迭代法的基本思路是将地下连续墙切割成N根垂直方向的梁，和M根水平方向的梁，通过垂直与水平梁系在交点上的变位协调条件和力的平衡条件来考虑它们之间的共同作用，内支撑作为水平梁处理，地基梁与土体的相互作用采用上述非线性的地基梁共同作用理论。这是一种很好的思路，可以解决围护结构体系空间状态的计算，但这并非是空间有限元法，仍不能求得土体的应力场和位移场。

俞建霖等[156]采用空间有限元方法及利用无限元满足边界条件的方法，研制了考虑基坑开挖的空间效应、土与结构物相互作用及施工过程的深基坑工程三维有限元分析程序。研究了空间效应对主动土压力、被动土压力以及围护结构位移的影响。

2．计算软件及商业化开发研究

深基坑工程的设计计算的内容和要求日益提高，已经必须依靠计算机才能实现计算。于是，计算程序的开发研究有了很大的发展，形成了一些计算软件。但目前的状况是，大多数的软件处于以自己(包括本单位)使用为目的，对外采取技术保密的措施，前、后处理很不相同，尤其是计算结果的输出极不统一和极不规范化，影响了计算结果的应用和对计算结果可靠性的评价。有些单位是利用结构计算商业化软件进行计算，计算的简化假定和计算模型也很不统一，计算结果之间很难分析比较。近年来，已有一些商业化的基坑工程计算软件进入市场，如上海杨敏的软件、潘鼎元的软件和北京理正研究所的软件等。软件的商业化有利于基坑工程计算技术的推广应用，有利于通过竞争促进技术的发展，也便于输入和输出方法的改进和实现规范化的要求，使深基坑工程设计计算技术进一步发展与完善。

四、深基坑工程技术的发展

在20世纪90年代，我国的深基坑工程技术出现了许多新的结构形式，在技术上有不少创

新,在经济上也有很大的价值。在众多新的结构形式中,对设计方法和设计理论的发展产生推动作用的主要有下面四种:

(一)两墙合一

“两墙合一”是指围护结构同时作为地下主体结构的一部分,即围护结构墙与地下室外墙合一。“两墙合一”充分发挥地下连续墙承载作用的一种设计思路,具有很大的经济意义,是地下连续墙作为围护结构的发展方向,正在一些重要工程中采用。采取两墙合一设计的基坑工程,在设计方法上不同于一般的围护结构设计,对于承载、防渗、结构连接都提出了非常高的要求,推动了基坑工程围护结构设计方法的发展。

根据两墙合一的使用要求,地下连续墙的设计应同时满足施工期、竣工期和使用期等不同的荷载状况与结构状况,分别进行设计计算,满足承载力极限状态和正常使用极限状态的设计要求;利用地下结构的梁、板和柱等内部结构兼作施工期基坑的内支撑、围檩和立柱,这些构件不仅需要满足使用期的要求,还需要同时满足施工期的要求;两墙合一的地下连续墙墙体结构在使用期还要承受竖向荷载(包括偏心荷载),需要验算连续墙的承载能力,因此连续墙应支承在具有足够承载力的土层上;地下连续墙的倾斜度和墙面平整度,以及预埋件位置均应满足主体工程地下结构设计的要求,一般墙面倾斜度不宜大于1/300。两墙合一使基坑工程围护结构的设计从单一的施工临时性结构转变为同时具有永久性结构设计的性质,深化了地下连续墙的设计理论[105]。

(二)逆作法

逆作法是地上和地下同时施工的方法,又称为逆筑法。逆作法利用先施工的地下连续墙和中间支承柱承受荷载,从地面逐层下挖并从上到下地完成地下室的梁板、楼面工程,利用上一层的楼板结构作为下一层开挖时的支撑,逐层交替开挖与浇筑楼板结构;与此同时,逐层向上建造上部结构,使地面上和地下可同时进行施工。因此,可以缩短工期,降低造价,是一种合理的建筑方法,具有明显的经济效益,近年来已完成的逆作法施工的工程概况见表7-14。逆作法可以减少对环境的影响,已建工程的施工实测数据见表7-15。采用逆作法施工的基坑工程设计要求与顺作法不同,上海市标准《基坑工程设计规程》[130]和行业标准《建筑基坑工程技术规范》[133]总结了我国的经验,对于采用逆作法施工的基坑工程的设计与施工都作出了专门的规定。

逆作法工程概况　　表7-14

工程名称	面积(m²)		建筑高度(m)	层数		基坑深度(m)	逆作工期(月)	节省造价(%)	逆作法施工摘要
	建筑面积	基坑面积		地下	地上				
上海恒积大厦	58 000	3 600	90	4	22	14	5	11	地下4层,地上4层
上海明天广场	127 509	11 664	280	3	56	17.5	7	12	地下3层,地上6层
上海京沙大厦	51 209	4 600	91.8	2	27	10.5	5	10	地下2层,地上4层
杭州凯悦大酒店	133 000	18 600		9	3	14.95			地下3层,地上3层

逆作法施工实测记录 表 7-15

工程名称	管线累计最大位移水平/垂直(mm)	地下连续墙最大水平位移(mm)	相邻柱最大差异沉降(mm)
恒积大厦	14.6/17.0	33.0	13.7
明天广场	18.4/24.9	19.0	8.5
京沙大厦	23.5/16.5	37.5	7.0

(三)型钢加劲水泥搅拌桩在基坑工程中的应用

在水泥搅拌桩体内加劲性型钢,形成复合的围护结构墙体,这种在日本已成熟应用的方法称为SMW工法,它组合了型钢受力和水泥土止水的各自优点,截面比较小,适应性强。型钢加劲水泥搅拌桩的施工方法在我国实施以后,推动了这种复合型围护结构的承载特性和设计计算方法的研究;同时由于我国经济条件不允许消耗大量造价高的型钢,这是在我国推广使用这项技术的主要障碍,于是推动了工后将型钢拔出技术的研究,上海隧道公司致力于这方面的研究已取得进展;从 1995 年以来,型钢加劲水泥搅拌桩在基坑工程中已经在 26 个工程项目中得到了应用,其中 11 个工程的型钢得到回收。使用型钢加劲水泥搅拌桩的基坑开挖的最大深度为 14m,挡墙的最大深度为 25.2m(上海交通轨道明珠线宝兴路车站),基坑面积最大的为东方明珠国际会议中心(13 400m^2)。

加劲水泥土搅拌桩围护结构是一种连续墙体,可同时满足挡土和防渗的要求,围护结构的插入深度及结构内力的计算与地下连续墙相同,设计的侧重面是正确确定围护墙的水平承载能力以验算截面强度。已有的简化方法是建立在验算型钢承载力的基础上,并视情况适当考虑水泥土对围护结构刚度的加强作用。文献[157]报道了对加劲水泥土搅拌桩复合截面承载能力的研究成果,提出了新的设计思路,考虑了水泥土桩与型钢的共同作用,其刚度的组合与型钢的布置方式有关。有关试验表明:水泥土对型钢的包裹作用提高了型钢的刚度,可起到减少位移的作用,此外,水泥土起到套箍作用,可以防止型钢失稳,对H型钢还可以防止翼缘失稳,这样可使翼缘厚度减小到很薄(甚至可以小于 10mm)。加劲水泥土组合梁是一种柔性连接的组合,不同于钢筋混凝土的刚性连接。根据试验结果,将加劲水泥土全位组合梁的承载过程划分为弹性共同作用、非线性共同作用和型钢单独作用三个阶段。

(四)冻结法在基坑工程中的应用[158][159]

冻结技术在基坑工程中的应用是利用人工制冷技术,使土层中的水结冰将天然土变成冻土以增加其强度和稳定性,冻结加固均匀完整,形成一道冻土墙,不仅可以承受水土压力和基坑开挖过程中的各种施工荷载,而且可作为一道防水性很好的止水帷幕,发挥围护结构的作用,在冻土墙的保护下进行地下结构的施工。冻结法施工在采矿工程中已经得到了广泛的应用,进行了大量的试验研究,积累了丰富的经验。但用于深基坑工程则是近几年的发展。

冻结技术适用于各种复杂的地质条件,尤其在淤泥质土及流砂层中更显示其优越性。冻结加固深度可以根据需要灵活设计,开挖深度越大,冻结围护的优越性和经济性越加突出,因此近年来在基坑工程中日益受到重视。

采用冻结法技术施工时,基坑工程设计所依据的关键性参数是冻结以后土的强度特性,包括强度与温度的关系、强度与时间的关系等。根据冻土强度试验的结果,得到单轴无侧限抗压强度与温度的统计关系,见表 7-16。

冻土的抗压强度统计关系　　表 7-16

土样名称	含水量	砂量含量	粉粒含量	粘粒含量	统计关系(MPa)
灰色粉质粘土	35	26	66	8	$s=0.064-0.233T$
灰色淤泥质粘土	45	6	52	42	$s=1.91-0.146T$
灰色粉质粘土	30	37	50	13	$s=4.819-0.149T$

注:表中 T 为温度,以负温代入公式计算。

地层冻结的方法有多种,一般分为直接式(消耗型制冷剂系统)和间接式(循环冷媒系统)。前者可在数小时形成冻土带,一般用于抢险或事故处理等紧急情况,后者形成冻土带一般需要几天或几个星期。冻结的造价约为 1 000～2 800 元/m^2,其中 35% ～45% 为冻结管路的施工与安装,10% ～15% 为地面管路系统和冻结站的安装,10% ～15% 用于现场管理和工程监测,其余部分用于其他工作。

冻结技术用于基坑工程的可行性取决于设计要求、现场及工程项目的限制条件。其中,地质条件和水文条件是评价冻结法可行性的两个重要因素。当地下水流速小于 1.5m/d 时采用冻结法是可行而且是经济的;水质、水温是决定冻结法费用的重要因素,对于含盐量高的土,冻结成本会提高。冻胀可能引起地层移动,但并非人们想象的那么大,这在上海和北京的地铁应用冻结法施工中已有证实,可以通过速冻和泄压等方法减少冻胀量。

通过冻土墙模型试验证明,挡土墙具有较好的整体性,位移与深度的线性关系比较明显,横向位移跨中最大,呈二次曲线分布。

采用冻结法开挖基坑时,基坑工程的设计内容和要求有非常大的变化,目前仅做了少数的试验工程,是一种有希望的深基坑工程施工新方法。

五、基坑工程的信息化施工技术

信息化施工在岩土工程中具有特殊的意义,早在 1969 年,Peck 在“Advantages and Limitations of Observational Method in Applied Soil Mechanics”一文中就提出了岩土工程的系统研究方法,称为“观察法”。观察法是符合系统工程原则的、有反馈的封闭系统的研究方法,是岩土工程研究的基本方法,对于岩土工程的发展具有重要的影响,在观察法的基础上形成了岩土工程中的信息化施工方法。观察法对于基坑工程的设计与施工更为重要,是基坑工程不可缺少的一个重要组成部分。

20 世纪 80 年代以来,基坑工程监控技术得到了很大的普及和提高,特别是深层位移监测和结构内力现场监测技术在近几年来得到了较大的发展,监测资料的分析和利用技术、施工控制技术等都有一定的进步,监控技术对于提高工程质量、保证施工安全和保护相邻环境等方面都发挥了重要的作用,保证了重要工程的质量与安全。

赵锡宏等编著的《高层建筑深基坑围护工程实践与分析》是一本主要反映上海地区深基坑工程监测成果的专著,收集了 20 项大型深基坑工程的实际观测资料,并进行了系统的分析[160]。在上海市标准《基坑工程设计规程》编制的过程中,收集和编写了一本《上海市基坑工程设计计算实例》,共有 28 个实例,大多有实测的数据[161]。在 90 年代出版的有关基坑工程的其他专著中也都或多或少地报道了基坑监测的成果,这些成果反映了我国基坑工程的信息化施工和量测技术所达到的水平[162]～[168]。

上海有一些新建的高层建筑,如新世界商场、上海广场等,均位于已建成运行的地铁一号线的上方或近侧,深基坑开挖将引起区间隧道位移。地铁隧道的监测控制要求是:地铁结构和设施的绝对沉降量及水平位移不大于 20mm;隧道变形曲率半径小于 15 000m;相对弯曲小于 1/2500;对地铁外壁的附加荷载小于 20kPa。如超过这些控制值,将威胁地铁的安全,必须采取必要措施,调整施工方案。在上海广场的基坑开挖过程中,在刘建航院士的指导下,通过监测所提供的信息,及时发现了深基坑开挖引起相邻地铁隧道的位移过大,遂及时采取了注浆纠偏的工程措施,使区间隧道复位,保证了地铁的安全运行[169]。

我国在深大基坑信息化施工的研究达到的水平,集中反映在孙钧院士的"深大基坑施工变形的智能化预测与控制及其三维可视化分析"中[170],这篇文献报道了利用神经网络和模糊控制理论,采用智能预测控制的思想所建立的集基坑施工变形预测与控制于一体的智能化施工变形预测与控制系统,做到了施工过程的实时、动态、智能化变形控制,并利用可视化技术,在计算机屏幕上动态、连续、逼真地以三维可视的方式建立并提供了深大基坑施工全过程中每一步段的数据分析与监测系统,以期达到完善设计,指导施工的目的。这个系统由神经网络预测器和模糊控制预测器组成,所提出的神经网络多步预测,采用了时间窗口滚动技术,实现了基坑施工全过程的滚动预测,可以一次预测多步施工的变形而达到及早调整基坑施工参数完成变形控制的目的。在此基础上,采用模糊理论研制了基坑施工变形的模糊控制器,实现了施工过程的实时主动控制。这反映了我国在深基坑工程的监测、预测与实时控制技术所达到的最新水平,为信息化施工提供了重要的技术手段。

但从全国情况来看,目前的基坑工程监控工作达到上述监控水平的项目还不多,大多数项目虽然实施了监测,但能有效地利用监测数据指导施工的经验还不够成熟,有些项目还不善于利用监测的信息进行决策。从信息化施工的要求来说,绝大多数还是人工传递信息,依靠现有的施工管理制度进行决策运行,缺乏能及时反馈、迅速决策的计算机辅助系统。因此,由于没有及时传递信息、没有及时决策而贻误时机以致酿成事故的工程也还有发生。

参 考 文 献

[1] Milovic, D.M. Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity. Proceedings of 6th Conferences of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.II, 1965.

[2] 郑大同.地基极限承载力的计算.北京:中国建筑工业出版社,1979.

[3] B.A.弗洛林.土力学原理(中译本).北京:中国工业出版社,1965.

[4] 工业与民用建筑地基基础设计规范编制说明

[5] 建筑法规 第二卷 第二篇 第一章 房屋及建筑物地基设计标准(СНиП II-Б.1-62)中译本.

[6] British Standard Code of Practice for Foundations BS8004:1986.

[7] Denmark Code of Practice for Foundation Engineering DS 415.

[8] Euro Code 7: Common Unified Rules For Geotechmics, Design 1987.

[9] 顾慰慈.倾斜荷载作用下层状地基的极限承载力.岩土工程学报,6(1):38~51.

[10] 程季达等.具有软弱下卧层的地基极限承载力的计算.岩土工程学报,6(2):59~71.

[11] 濮家骝等.浅基础承载力离心模型实用研究.岩土工程学报,10(6):1~18.

[12] 阮怀宁.复杂地基极限承载力半解析解.岩土工程学报,16(1):44～53.
[13] 陈浩彬.福州软土地基的变形特征.见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1964:236～246.
[14] 陈惠康等.上海地区天然地基按极限变形计算的探讨.见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1964:260.
[15] 郧象贤.软土地基按变形计算问题.见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1964:269～276.
[16] 吴崇礼.地基变形计算的应力面积法.见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1964:261～268.
[17] 马达成等.深埋箱形基础的变形问题.岩土工程学报,创刊号: 87～98.
[18] 张问清等.上海四幢高层建筑测试的综合研究.岩土工程学报,2(1):12～26.
[19] 马达成等.深埋箱形基础的地基反力问题.岩土工程学报,2(1): 87～94.
[20] Meyerhof, G.G.Some recent foundation research and its application to design. Struct.Engr.,1953,Vol.31, 151～167.
[21] Chamecki, S.Structural rigidity in calculating settlements. J. Soil Mech. and Found.Div.,ASCE,1956,Vol.82,SM 1:1～9.
[22] Crosshof, H.Influence of flexural rigidity of superstructure on the distribution of contact pressure and bending moments of an elastic combined footing.Proc.4th ICSMFE., London.1957,Vol.1:300～306.
[23] Sommer,A.A method of Calculation of settlements, contact pressure and bending moments in a foundation including the flexural rigidity of the superstructure. Proc. 6th ICSMFE.,Montreal,1965, Vol.2: 197～201.
[24] Zeinkeiwicz, O.C.and Cheung, Y.K.Plates and tanks on elastic foundation an application of finite element method, J.Solids and Struct.1965, Vol.1:451～461.
[25] Przemienicki, J.S.Theory of matrix structural analysis,1968.
[26] Haddadin, M.J.Mats and combined footing analysis by the finite element methods, Proc.ACI.,1971,Vol.68, No.12:945～949.
[27] 高层建筑箱形基础设计与施工规程.(JGJ 6- 80).
[28] 张问清等.逐步扩大子结构法计算高层结构刚度的基本原理.建筑结构学报,1980(4):60～70.
[29] 张国霞等.非线性差异沉降分析.岩土工程学报,3(3):41～48.
[30] 何颐华等.高层建筑箱形基础基底反力确定法.建筑结构学报,1980(1):72～76.
[31] 叶于政等.高层建筑箱形基础与地基和上部结构共同作用机理的初步探讨和采用弹性杆的简化计算法.北京工业大学学报,1980(3):19～36.
[32] 董建国等.关于上海地区地基应用邓肯- 张模型的评述.第四届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集, 1983.
[33] 董建国等.上海四参数非线性加载地基模型.工程勘察,1990(2):12～15.
[34] 张问清等.上海粉砂土弹塑性应力-应变模型的探讨.岩土工程学报,4(4):159～173.
[35] Zhang, G.X.etc.Non-linear differential settlement analysis, Proc.XICSMFE,

(2):219～294,Stockholm ,1981.

[36] Zhang, G.X.etc.A Comparison of some predicted and observed settlement behavious of Box-type foundation in Bejing, Proc.3rd.International Conference on Tall Buildings, Hong Kong and Guang Zhou,1984.

[37] 张问清等.任意力系作用下层状弹性半空间的有限层分析方法.岩土工程学报,3(2):27～42.

[38] 宰金珉等.半空间介质的有限层模拟和近似积分方法.见:第一届全国解析与数值结合法会议论文集.长沙:湖南大学出版社,1990.

[39] 赵锡宏等.子结构分析法在空间结构—基础板—地基共同作用分析中的应用.见:中国第二届岩土力学解析与数值分析方法会议论文集,1985.

[40] 朱百里等.框架结构与地基基础共同作用的数值分析.同济大学学报, 1981(4): 15～31.

[41] 宰金珉等.高层空间剪力墙结构与地基共同作用三维问题的双重扩大子结构有限元-有限层分析.建筑结构学报, 1983(5): 57～70.

[42] 宰金珉等.平面形状为L形的空间剪力墙结构与不均匀地基的共同作用.岩土工程学报, 5(2): 13～21.

[43] 张乃瑞等.一种高层建筑地基基础整体变形和基础内力近似方法.见:结构与地基国际学术研讨会论文集.杭州,1994.

[44] 张乃瑞等.高低层建筑差异沉降分析方法及其应用.见:第二届结构与地基国际学术研讨会论文集.香港,1997.

[45] 张风林等.非线性地基与基础协同分析方法在工程中的应用.

[46] 赵锡宏等.高层建筑地基基础共同作用研究及其应用.见:高大钊主编.软土地基理论与实践.北京:中国建筑工业出版社, 1984:181～197.

[47] 宝山钢铁总厂钢管桩及钢筋混凝土桩试桩简介,1979.

[48] 北京市桩基研究小组.钻孔灌注桩试验研究,1976.

[49] 沈慧容等.冲吸式钻孔灌注桩的抗拔承载力.岩土工程学报,4(3):11～26.

[50] 徐和等.单桩横向承载力试验研究.岩土工程学报,4(3):27～42.

[51] 陕西省信息大厦超长钻孔灌注桩试验研究论文集

[52] 刘金砺.粉土中钻孔群桩承台-桩-土的相互作用特性和承载力计算.岩土工程学报,9(6):1～15.

[53] 洪毓康等.钻孔灌注桩的荷载传递性能.岩土工程学报,16(6):123～131.

[54] 陈强华等.进入持力层不同深度对单桩承载力的影响.岩土工程学报,3(1).

[55] 洪毓康等.单桩承载力的安全度分析.岩土工程学报,6(1):52～66.

[56] Gao, D.Z.etc.Measurement and analysis on the bearing behaviour and driving effects of piles in Shanghai region.Proceedings of The 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, Italy,1991:231～236.

[57] 江 镜.粉砂层中打入桩承载力的深度效应.岩土工程学报,9(6):73～75.

[58] 曹汉志.桩的轴向荷载传递及荷载-沉降曲线的数值计算方法.岩土工程学报,8(6):37～49.

[59] 陈忠汉等.用多参数最优解法求桩侧分层土极限摩阻力.工程勘察, 1998(5):10～

14.

[60] 华东电力设计院等.静力触探探头阻力预估打入桩单桩承载力.勘察技术资料,1978.1:38～55.

[61] 陈强华等.静力触探预估打入桩的单桩承载力(单用探头).同济大学学报,第4期,1984.

[62] 陈强华等.静力触探预估打入桩竖向承载力参数.见:高大钊主编.软土地基理论与实践.北京.中国建筑工业出版社,1992:145～168.

[63] 铁路触探研究组.静力触探确定打入混凝土桩的承载力.岩土工程学报,创刊号,1979.

[64] 史佩栋等.嵌岩桩竖向承载力的研究.岩土工程学报,16(4):32～39.

[65] 王国民.软岩钻孔灌注桩的荷载传递性状.岩土工程学报,18(2):99～103.

[66] 刘松玉等.大直径泥质软岩嵌岩灌注桩的荷载传递性状.岩土工程学报,20(4):58～61.

[67] 雍景荣.无覆盖层嵌岩小桩的试验研究.岩土工程学报,11(5):40～49.

[68] 顾宝和.桩墩基础若干问题述评.见:第五届工程勘察学术交流会议论文选集.北京:兵器工业出版社,1995:57～64.

[69] 张耀年等.福州大直径灌注桩的荷载传递性能.岩土工程学报,12(5):84～90.

[70] 董金荣等.大口径钻孔灌注桩荷载传递性状.岩土工程学报,16(6):123～131.

[71] 柳 春.软土地基人工挖孔桩承载力试验研究.岩土工程学报,20(6):37～41.

[72] 李大展等.湿陷性黄土中大直径扩底桩垂直承载性状的试验研究.岩土工程学报,16(2):11～21.

[73] 张勇等.小载荷试验法在个旧市新世纪大厦挖孔桩中的应用.见:史佩栋主编.21世纪高层建筑基础工程.北京:中国建筑工业出版社,2000.

[74] 史佩栋等.桩的静载荷试验新技术.见:刘金砺主编,桩基工程技术.北京:中国建材工业出版社,1996:400～409.

[75] 欧阳华江等.挖孔扩底桩垂直承载力.岩土工程学报,14(3):49～55.

[76] 章连洋等.粘性土中侧向受载桩的模型试验研究.岩土工程学报,12(5):40～50.

[77] 张利民等.用离心模型研究桩基承载特性.岩土工程学报,13(3):26～35.

[78] 韩理安.桩基水平承载力的群桩效率.岩土工程学报,6(3):66～74.

[79] 韩理安.群桩水平承载力的实用计算.岩土工程学报,8(3):27～36.

[80] 谢耀锋.横向承载群桩性状及承载力研究.岩土工程学报,18(6):39～45.

[81] 杨克己等.水平力作用下群桩性状的研究.岩土工程学报,12(3):42～52.

[82] 刘金砺.群桩横向承载力的分项综合效应系数计算法.岩土工程学报,14(3):9～19.

[83] 吴恒立.计算推力桩的综合刚度原理和双参数法.北京:人民交通出版社,1990.

[84] 文松霖.砂土中加翼桩的水平承载力试验研究.岩土工程学报,12(4):61～67.

[85] 牟玉玮等.矩形钻孔灌注桩.岩土工程学报,5(4):1～10.

[86] 牟玉玮等.用改变桩形的方法提高灌注桩的承载力.岩土工程学报,20(3):118～121.

[87] 殷永安等.上海某幢框筒结构与超长桩(厚)筏基础的现场测试研究.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:23～42.

[88] 董建国等.上海某幢剪力墙结构桩箱基础的现场测试研究.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:55～69.

[89] 董建国等.高层剪力墙结构与超长桩箱基础的现场测试研究.见:第四届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集.武汉:武汉测绘科技大学出版社, 1991:646～650.

[90] 钱宇平等.上海某幢框剪结构桩箱基础的现场测试研究.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:43～54.

[91] 洪毓康等.高层建筑下短桩基础的原位测试研究.见:高大钊主编.软土地基理论与实践.北京:中国建筑工业出版社,1992:106～116.

[92] 洪毓康等.高层建筑下桩- 箱基础共同作用研究.岩土工程学报,19(2):62～67.

[93] 何颐华等.高层建筑箱形基础加摩擦群桩的桩土共同作用.岩土工程学报,12(3):53～65.

[94] 张季如.大规模带桩筏基模拟试验研究.岩土工程学报,14(6):81～89.

[95] 董建国等.箱(筏)桩基础沉降计算方法的探讨.全国地基基础新技术学术会议论文集, 1989:304～309.

[96] 董建国等.桩箱(筏)基础沉降计算新方法.岩土工程学报,18(1):80～84.

[97] 刘金砺等.竖向荷载下群桩变形性状及沉降计算.岩土工程学报,17(6):1～13.

[98] 杨敏等.高层建筑桩箱基础的沉降与整体倾斜.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:195～211.

[99] 王成华等.桩与承台共同作用下桩基沉降的简化计算方法.见:侯新渊等主编.软土地基变形控制设计理论和工程实践.上海:同济大学出版社,1996:265～273.

[100] 陈国兴等.高层建筑桩基础沉降分析与优化设计方法研究.地基基础联合年会论文选集.江苏省土木建筑学会等,1999:40～51.

[101] 周国然等.桩—厚筏基础共同作用分析.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:91～121.

[102] 赵春洪等.上部结构—筏—桩基—地基共同作用分析的新方法.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:70～90.

[103] 袁聚云等.空间剪力墙结构—厚筏—桩—地基共同作用的分析方法.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:146～161.

[104] 杨敏等.筒体结构- 厚筏- 桩- 地基共同作用分析方法.见:赵锡宏等著.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989:162～178.

[105] 王卫东.承重地下连续墙与桩筏基础共同作用的计算研究.第八届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:万国学术出版社,1999:319～322.

[106] 宰金珉.地基刚度的人为调整及其工程应用.第八届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:万国学术出版社,1999:235～238.

[107] 刘金砺等.桩土变形计算模型和变刚度调平设计.岩土工程学报,22(2):151～157.

[108] 赵锡宏等.上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论.上海:同济大学出版社,1989.

[109] 赵锡宏等.带裙房的高层建筑与地基基础共同作用的设计理论与实践.上海:同济大学出版社,1999.

[110] 董建国等.高层建筑地基基础- 共同作用理论与实践.上海:同济大学出版社,1997.

[111] 中国建筑科学研究院,南京建筑工程学院.带裙房高层建筑地基、基础与上部结构共同作用计算方法,1996.

[112] Zeevaert, L. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Van Nostrand Reinhold Company,1973:424～433.

[113] Poulos, H.G.etc. Pile Foundation Analysis and Design. John Wiley and Sons, 1980:34～35,259～261.

[114] 童翊湘.上海桩基础的使用经验和设计方法.华东电力设计院,1976.

[115] 黄绍铭等.减少沉降量桩基的设计与初步实践.第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1991:405～414.

[116] 上海市工程建设规范.地基基础设计规范.(DGJ 08-11—1999).

[117] 宰金珉.复合桩基设计的新方法.第七届全国土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1994:611～615.

[118] 杨敏,葛文浩.减少沉降桩在厂房桩基础上的应用.见:侯学渊等主编.软土地基变形控制设计理论和工程实践.上海:同济大学出版社,1996:291～296.

[119] 管自立.疏桩基础实用设计方法-疏桩基础设计实例分析与探讨(三).见:侯学渊等主编.软土地基变形控制设计理论和工程实践.上海:同济大学出版社,1996:237～243.

[120] Harr, M.E. Mechanics of Particulate Media. McGRAW-HILL INTERNATIONAL BOOK COMPANY New York, 1977.

[121] 周应英,任美龙.刚性挡土墙主动土压力的试验研究.岩土工程学报, 1990(2).

[122] Tschebotarioff, G.P. Retaining Structures. Edited by Leonards. Foundation Engineering. McGRAW-HILL INTERNATIONAL BOOK COMPANY New York,1962: 438～525.

[123] Grant, W.P.et al. Design and Performance of Columbia Center Shoring Wall, Seattle, Washington, Proceedings of International Conference on Tall Buildings, Singapore, Oct.1984.

[124] Terzaghi, K.& Peck, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2d ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1967:729.

[125] Peck, R.B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. 7th ICSMFE, State-of-the Art Volume, 1969:225～290.

[126] Tschebotarioff, G.P. Foundations, Retaining and Earth Structures. 2d ed., McGRAW-HILL INTERNATIONAL BOOK COMPANY New York,1973:642.

[127] Lambe, T.W.et al. Measured Performance of Braced Excavation. JSMFD, ASCE, Vol.96, SM3, May, 1970:817～836.

[128] Golder, H.Q.et al. Predicted Performance of Braced Excavation. JSMFD, ASCE, Vol.96, SM3, May, 1970:801～815.

[129] Swatek, E.P.et al. Performance of Bracing for Deep Chicago Excavation. 5th PSC, ASCE, Vol.1, Part 2, 1972:1303～1322.

[130] 上海市标准.基坑工程设计规程(DBJ 08-61-91).条文说明, 40～44.

[131] 金鸣等.软土地基深基坑护壁结构的侧向土压力分布研究.见:黄熙龄主编.高层建筑地下结构及基坑支护.北京:宇航出版社,1994.

[132] 孙叔贤.基坑开挖伴随应力状态改变对土压力的影响.工程勘察,1998(3):5～8.
[133] 中华人民共和国行业标准 建筑基坑工程技术规范 (YB 9258—97).
[134] 深圳市标准 深圳地区建筑深基坑支护技术规范 (SJG 05—96).
[135] 武汉地区深基坑工程技术指南 (WBJ 1—7—95).
[136] 中华人民共和国行业标准 建筑基坑支护技术规程 (JGJ 120—QD 99).
[137] 魏汝龙.总应力法计算土压力的几个问题.岩土工程学报,1995(6).
[138] 魏汝龙.基坑开挖与墙前土压力计算.地基处理,1996(2):58～60.
[139] 魏汝龙.话说土压力的水土合算问题.地基处理,1996(4):58～60.
[140] 魏汝龙.考虑墙面摩阻时的土压力计算.地基处理,1997(2): 3～13.
[141] 魏汝龙.开挖卸载与被动土压力计算.岩土工程学报 1997(6).
[142] 魏汝龙.深基开挖中的土压力计算.地基处理,1998(1): 3～15.
[143] 魏汝龙.基坑内外的水压力和渗透力.岩土工程师,1998 (1):23～25.
[144] Wei Rulong.Application of Coulomb's theory to cohesive soil.岩土工程学报,1998(3):80～84.
[145] 陈愈炯.对开挖卸载与被动土压力计算一文的讨论.岩土工程学报,1998(3):134.
[146] 魏汝龙.对开挖卸载与被动土压力计算一文讨论的答复.岩土工程学报,1998:(3) 134～135.
[147] 陈愈炯等.基坑支护结构上的水土压力.岩土工程学报,1999(2):139～143.
[148] 魏汝龙.再论总应力法及水和土压力.岩土工程学报,1999(4):509～510.
[149] 陈环等.基坑支护结构上的水和土压力的讨论之二.岩土工程学报,1999(4):511～512.
[150] 陈愈炯等.对基坑支护结构上的水和土压力讨论的答复.岩土工程学报,1999(4):512～513.
[151] 李广信.基坑支护结构上水土压力的分算与合算.岩土工程学报,2000(3):348～352.
[152] 沈珠江.基于有效固结应力理论的粘土土压力公式.岩土工程学报,2000(3):353～356.
[153] 杨光华.深基坑支护及挡土结构中新的主动和被动土压力计算理论.见:黄熙龄主编.高层建筑地下结构及基坑支护.北京:宇航出版社,1994:241～247.
[154] 陈斗勇等.土压力理论的进一步探讨.工程勘察,1997(4):6～8.
[155] 陆瑞明.基坑拱形围护结构的空间非线性共同作用理论与计算.同济大学博士论文,1997.
[156] 俞建霖等.深基坑工程的空间性状分析.岩土工程学报,1999(1):21～25.
[157] 王健.H 型钢—水泥土组合结构试验研究及 SMW 工法的设计理论与计算方法.同济大学博士学位论文,1998.
[158] 陈明雄,翁家杰.冻结技术在软土深基坑围护中的应用探讨.建筑技术增刊,1998.
[159] 陈湘生,陈朝辉.基坑支护特殊技术.建筑技术增刊,1998.
[160] 赵锡宏等.高层建筑深基坑围护工程实践与分析.上海:同济大学出版社,1996.
[161] 上海市勘察设计协会.上海市基坑工程设计计算实例,1998.
[162] 杭州市建筑业管理局,杭州市土木建筑学会.深基坑支护工程实例.北京:中国建筑

工业出版社,1996.

[163] 余志成,施文华.深基坑支护设计与施工.北京.中国建筑工业出版社,1997.

[164] 黄强,惠永宁.深基坑支护工程实例集.北京.中国建筑工业出版社,1997.

[165] 刘建航,侯学渊主编.基坑工程手册.北京:中国建筑工业出版社,1997.

[166] 宁波市城乡建设委员会·软土地区深基坑支护工程实例,1997.

[167] 曾宪明等.岩土深基坑喷锚网支护法原理、设计、施工指南.上海:同济大学出版社,1997.

[168] 黄运飞.深基坑工程实用技术.北京:兵器工业出版社,1996 .

[169] 况龙川.深基坑施工对地铁隧道的影响.岩土工程学报,2000(3):284～288.

[170] 孙钧等.深大基坑施工变形的智能化预测与控制及其三维可视化分析.见:史佩栋主编.21 世纪高层建筑基础工程.北京:中国建筑工业出版社,2000.

第八章　地基处理技术

第一节　概　　述

地基处理的目的[2][10][62]是利用夯实、挤密、排水、胶结、加筋和热学等方法对地基土进行加固,用以改良地基土的工程特性。

地基处理的对象是软弱地基和特殊土地基。我国《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)中规定:"软弱地基系指主要由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基"。

特殊土地基(Special Ground)大部分带有地区特点,它包括软土、湿陷性黄土、膨胀土、红粘土、冻土和岩溶等。

地基处理的核心[9]是处理方法的正确选择与实施。只有根据工程条件和工程地质条件,综合分析影响地基处理的各种因素,坚持技术先进、经济合理、安全适用、确保质量的原则拟定处理方案,才能获得最佳的处理效果。

一、历史回顾

地基处理是古老而又年轻的领域,许多现代的地基处理技术都可在古代找到它的雏形。地基处理技术在我国有着悠久的历史,人民群众在长期的生产实践中积累了丰富的经验。据史料记载,早在三千年前,我国已开始采用竹子、木头以及麦秸等来加固地基。向软土中夯入碎石等材料以挤密软土也早在两千多年前就有记载。此外,利用夯实的灰土和三合土等作为建(构)筑物垫层,在我国古建筑中就更为广泛。如经历了无数次地震已屹立了一千多年的西安小雁塔,就是采用了分层夯实的3m多厚的黄土垫层;陕西扶风塔的垫层,也是采用了分层夯实的拌和了石灰的黄土;在更为著名的万里长城的建设中,石灰也常常被用来加固软弱地基[64]。

地基处理技术在解放后,尤其是近二十余年来取得了迅速的发展。回顾五十余年来我国地基处理技术的发展过程,大体上可划分为五六十年代及70年代末至现在这两个阶段[64]。

第一个阶段开始时,由于新中国刚刚诞生,百废待兴。为了满足新中国建设的需要,大量地基处理技术从前苏联引进。随着当时工业建设和城市建设的发展需要,出现了一个地基处理技术引进和开发的应用高潮。这个时期,砂石垫层法、砂桩挤密法、石灰桩、化学灌浆法、重锤夯实法、堆载预压法、挤密土桩和灰土桩、预浸水法以及井点降水等地基处理技术先后被引进或开发使用。但是,受当时对地基处理加固机理的研究和认识水平及地基处理实践经验的限制,在地基处理中主要是参照前苏联的规范和实践经验,仍有一定的盲目性。与工业与民用建筑发展水平和机械化施工水平相适应,这个时期最为广泛使用的是垫层等浅层处理法。

地基处理技术发展的第二个阶段,也是我国地基处理技术发展的最主要阶段。从70年代末开始,由于改革开放,伴随着沿海地区大批工业项目的上马兴建,尤其是上海宝山钢铁公司

等大型现代化企业的建设和沿海城市高层建筑的发展,大批国外先进的地基处理技术被引进,从而大大促进了我国地基处理技术的应用和研究。

表 8-1 给出部分地基处理方法在我国应用的最早年份。从表 8-1 中可以看出大部分地基处理技术是改革开放后发展或引进的。

部分地基处理方法在我国应用最早年份[15]　　表 8-1

地基处理方法	应用的最早年份	地基处理方法	应用的最早年份
砂桩法	50 年代	掏土纠倾法	60 年代初
石灰桩法	1953 年	树根桩法	1981 年
土桩法	50 年代中	顶升纠倾法	1986 年
灰土桩法	60 年代中	真空预压法	1980 年
袋装砂井法	70 年代中	锚杆静压桩法	1982 年
高压喷射注浆法	1972 年	刚性桩复合地基法	1981 年
振冲法	1977 年	低强度桩复合地基法	1981 年
强夯法	1978 年	EPS 超轻质填料法	1995 年
强夯置换法	1988 年	沉管碎石桩法	1987 年
浆液深层搅拌法	1977 年	塑料排水带法	1981 年
粉体深层搅拌站	1983 年		

为了适应工程建设对地基处理技术发展的需要,1983 年在武汉召开的第四届全国土力学及基础工程学术会议上,中国土木工程学会土力学及基础工程分会决定成立地基处理学术委员会。经半年左右的筹备,中国土木工程学会土力学及基础工程分会地基处理学术委员会于 1984 年在杭州成立。地基处理学术委员会于 1986 年在上海宝钢召开了我国第一届地基处理学术讨论会。该系列会议至今已组织 5 次:上海,1986;烟台,1989;秦皇岛,1992;肇庆,1995;武夷山,1997。2000 年计划在温州召开第六届地基处理学术讨论会。学术委员会组织全国专家编写并于 1988 年在中国建筑工业出版社出版《地基处理手册》,学术委员会还于 1990 年与浙江大学合作出版《地基处理》杂志。中国建筑学会地基基础专业委员会于 1990 年在承德召开了全国第一次以复合地基为主题的学术讨论会。地基处理学术委员会还于 1993 年和 1996 年分别在杭州召开了深层搅拌设计与施工学术讨论会和复合地基理论与实践学术讨论会。许多规程、规范出台指导和规范地基处理设计、施工:1987 年由中国建筑科学研究院地基所主编了中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—91);为了适应地区地质条件,1990 年由同济大学主编了上海市标准《地基处理技术规范》(DBJ 08 - 40 - 94);1994 年由深圳市勘察研究院和深圳市环宇岩土工程公司主编了深圳市标准《深圳地区地基处理技术规范》(SJG 04—96)等等。近二十年多年来,各地区、各行业、各部门以地基处理作为专题的学术讨论会、研讨会、学习班非常频繁,参加人数都不少,地基处理领域的专著、报告、论文大量出版,许多全国的、行业的、地区的研究成果通过鉴定,许多技术专利获得批准。近二十多年来,地基处理施工单位象雨后春笋不断发展。

二、我国地基处理技术的发展

自 20 世纪 80 年代中以来,在土木工程建设中遇到需要进行加固的不良地基也越来越多,

对地基提出了越来越高的要求。地基处理已成为土木工程中最活跃的领域之一，地基处理在我国得到了飞速发展。地基处理技术最新发展反映在地基处理技术的普及与提高、施工队伍的壮大、地基处理机械、材料、设计计算理论、施工工艺、现场监测技术，以及地基处理新方法的不断发展和多种地基处理方法综合应用等各个方面。

(一)地基处理技术的普及与提高[15]、[64]、[68]

对各种地基处理方法的适用性和优缺点都有了进一步的认识，能够注意从实际出发，因地制宜地选用技术先进、质量保证、经济合理的地基处理方案。也能够注意综合应用多种地基处理方法，发挥各种方法的优点，使选用的地基处理方案更加合理。地基处理技术应用水平提高很快，因地基处理选用不当而造成浪费和工程事故呈减少趋势。

为了满足工程建设的需要，我国引进和发展了多种地基处理新技术。例如：1978 年引进强夯法技术和 1977 年引进深层搅拌法技术等。到目前为止，可以说国外有的地基处理方法，我国基本上都有。还因地制宜发展了许多适合我国国情的地基处理技术，取得了良好的经济效益和社会效益，如低强度桩复合地基技术等。地基综合处理能力提高很快。从事地基处理的专业施工队伍不断增多。

由于工程实践需求的推动，地基处理领域的著作和刊物的出版，各种形式的学术讨论会、地基处理技术培训班的举行，促进了地基处理技术的普及，也促进了地基处理技术的提高。由中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会组织编写的《地基处理手册》(中国建筑工业出版社，1988)发行达 12 万册以上；1992 年在秦皇岛市召开的第三届全国地基处理学术讨论会有 300 多人参加，大大超过预定人数，会议论文集发行 2 000 册。说明工程建设十分迫切需要普及、推广地基处理技术。

(二)地基处理队伍不断壮大[68]

地基处理迅猛发展反映在地基处理队伍的不断壮大。从事地基处理施工的专业队伍不断增加，很多土建施工单位发展了地基处理业务。除施工队伍外，从事地基处理机械生产的企业发展也很快。从科研、设计、到施工、检测几个环节的专业技术队伍已经形成，并发展壮大。

(三)地基处理能力的提高[64][65]

一方面，已有的地基处理技术本身有了较大提高，加固理论有了较大发展，如早期渗透注浆的概念和方法发展到在淤泥质土中劈裂注浆和压密注浆；另一方面施工机械的开发也得到进一步的发展，如深层搅拌机由单轴、双轴发展到三轴式(3 500)深层搅拌机，由陆域搅拌机发展到深层水泥拌和船，由竖向搅拌机械发展到搅拌斜桩的机械，施工工艺流程得到大大改进，加固深度得到大大提高；同时，专业施工队伍的管理水平和技术水平也在实践中得到了较大的提高。

为了满足日益发展的地基处理工程的需要，我国地基处理机械发展很快。例如：深层搅拌机型号增加，除前几年生产的单轴深层搅拌机和固定双轴搅拌机、浆液喷射和粉体喷射深层搅拌机外，近年来研制成功可变距双轴深层搅拌机和可同时适用浆液喷射和粉体喷射的深层搅拌机，搅拌深度和成桩直径也在扩大，海上深层搅拌机也已投入使用。我国深层搅拌机拥有量近年来大幅度增加。高压喷射注浆机械发展很快，出现不少新的高压喷射设备，如井口传动由液压代替机械，改进了气、水、浆液的输送装置，提高了喷射压力，增加了对地层的冲切搅拌能力。水平旋喷机械的成功应用，使高压喷射注浆法进一步扩大了应用范围。应用于排水固结法的塑料排水带插带机的出现大大提高了工作效率。振冲器的生产也已走向系列化、标准化。为了克服振冲过程中排放泥浆污染现场，干法振动成孔器研制成功，使干法振动碎石桩技术得

到应用。地基处理机械的发展使地基处理能力得到较大的提高。

(四)地基处理材料的发展[65]

地基处理材料的发展也促进了地基处理水平的提高。土工合成材料在地基处理领域得到愈来愈多的应用。土工合成加筋材料的发展促进了加筋土法的发展。轻质土工合成材料 EPS 作为填土材料形成 EPS 超轻质料填土法。塑料排水带的应用提高了排水固结法施工质量和工效,且便于施工管理。灌浆材料如超细水泥、粉煤灰水泥浆材、硅粉水泥浆材等水泥系浆材和化学浆材在品种、质量上发展都很快。化学浆材的研究重视降低浆材毒性和对环境的污染。重视将地基处理同工业废料的利用结合起来。粉煤灰垫层、粉煤灰石灰二灰桩复合地基、钢渣桩复合地基、碴土桩复合地基、二灰混凝土桩复合地基等应用取得了较好的社会经济效益。

(五)地基处理理论的发展[65][68]

随着地基处理技术的发展和各种地基处理方法的推广使用,复合地基概念在土木工程中得到愈来愈多的应用,复合地基理论得到发展,逐步形成复合地基承载力和沉降计算理论。除复合地基理论外,在探讨加固机理、改进施工机械和施工工艺、发展检测手段、提高处理效果、改进设计方法等方面,每一种地基处理方法都取得不少进展。以排水固结法为例,从砂井,到袋装砂井,到塑料排水带,施工材料和施工工艺发展很快,在理论方面,考虑井阻的砂井固结理论,超载预压对消除次固结变形的作用、真空预压固结理论,以及对塑料排水带的有效加固深度研究等方面取得不少的进展。除了针对一类或单项地基处理方法的理论得到发展外,对一些共同性规律研究也取得不少成果。如:地基处理方法选用的人工智能辅助系统、多因素分析法等。

(六)地基处理施工工艺的发展[65]

各项地基处理方法的施工工艺近年来也得到不断改进和提高,不仅有效地保证和提高了施工质量,提高了工效,而且扩大了应用范围。真空预压法施工工艺的改进使这项技术应用得到推广,高压喷射注浆法施工工艺的改进使之可用于第四纪覆盖层的防渗。石灰桩施工工艺改进使石灰桩法走向成熟。边填碎石(块石或其他填充料)边强夯的施工工艺扩大了强夯法的应用范围。可以说,每一项地基处理方法的施工工艺都在不断提高。

(七)地基处理监测的发展[65]

地基处理的监测日益得到人们的重视。在地基处理施工过程中和施工后进行监测,用以指导施工、检查处理效果、检验设计参数。检测手段愈来愈多,检测精度不断提高。地基处理逐步实行信息化施工,有效地保证了施工质量,取得了较好的经济效益。

(八)地基处理新方法的发展[64][65]

通过提高桩体材料的强度或刚度,中国建筑科学研究院(1990 年)先后研究开发了碎石、水泥、粉煤灰(CFG)桩复合地基和赤泥、水泥、碎石桩复合地基;浙江省建筑科学研究院等单位(1990 年)研究开发了水泥砂石桩复合地基;浙江大学(1994 年)研究开发了水泥、粉煤灰、生石灰、砂石桩复合地基。

近二十余年来,高压喷射注浆法、振冲法、强夯法、深层搅拌法、土工合成材料、强夯置换法、EPS 超轻质填料法等许多地基处理技术从国外引进,在实践中发展;许多已经在我国得到应用的地基处理技术,如排水固结法、土桩和灰土桩法、砂桩法等也得到不断发展、提高;近二十几年在工程实践中还发展了许多新的地基处理技术,如真空预压法、锚杆静压桩法、孔内夯扩碎石桩法、低强度桩复合地基法、刚性桩复合地基法等。土工织物在工业与民用建筑中特别是在堤坝和道路修筑中也逐渐得到重视和使用。由于环境保护日益得到重视,利用工业废渣

废料和城市建筑垃圾处理地基的研究也取得了可喜的进步,如采用生石灰和粉煤灰开发成了二灰桩复合地基,利用废钢渣开发成了钢渣桩复合地基,利用城市建筑垃圾开发成了碴土桩复合地基。这些废料的开发利用,不仅节约了大量的资源和建设费用,还同时为人类争取更大更好的生存空间创造了条件。

(九)多种地基处理方法的综合应用[65]

地基处理技术的发展还表现在多种地基处理方法综合应用水平的提高。例如:真空预压法和堆载预压法的综合应用可克服真空预压法预压荷载小于 80kPa 的缺点,扩大了它的应用范围。真空预压法与高压喷射注浆法结合可使真空预压应用于水平渗透性较大的土层。高压喷射注浆法与灌浆法相结合可提高灌浆法的纠偏加固效果。锚杆静压法与掏土法结合、锚杆静压法与顶升法结合使纠偏加固技术提高到一个新的水平。重视多种地基处理方法的综合应用可取得较好的社会经济效益。

浦东国际机场在场道软基处理方案选择前进行了浅层地基处理思路的强夯加固试验和深层地基处理思路的排水板堆载预压加固试验。试验工作于 1996 年 3 月 1 日正式开始,排水板堆载预压试验分四个区(分别为 40m×40m、40m×40m、20m×40m 和 20m×40m)进行,排水板深度分别为 6.0m 和 21.0m,间距分别为 1.2m、1.5m 和 2.0m,堆载预压时间按 120 天控制,堆载分别为 32.3kPa 和 50.12kPa(超载 17.82kPa)。试验结果表明,排水板堆载预压,深层插板方案,总沉降量可减少 80%以上;排水板深度应大于 20m,间距 1.2~1.5m;堆载预压应采用超载方案,可根据工期、经济等因素综合考虑超载量和插板深度。强夯试验分四个区进行,分别为清淤粉煤灰回填强夯联合 7m 深排水板、推平地面直接强夯、清淤素土回填强夯和强夯联合排水板,强夯后再进行堆载试验。试验结果表明,处理后可减小约 21%的最终沉降量;强夯处理后,工后 10 年残余沉降可基本控制在 10cm 内。根据试验结果,建议采用强夯法联合排水板进行处理,其中跑道、联络道、快速滑行道和平行滑行道采用单击夯击能为 1 500~2 000kJ,夯点间距为 3.0~3.5m,夯击击数为 8~10 击;道肩和防吹坪采用单击夯击能为 1 000kJ,夯点间距为 3.0m,夯击击数为 7~8 击。夯点采用正方形布置。强夯联合排水板法比排水板堆载预压方案可缩短工期 1 年,节省工程造价约 1.1 亿元。

1991 年开始,江苏省高速公路建设指挥部委托南京水利科学研究院在昆山选定 1.6km 路段进行软基加固试验[74]。试验共采用四大类 13 种方案:无硬壳层和有硬壳层的不处理方案;砂沟、砂垫层、S-230 水平排水和复合土工布的浅层排水方案;不同间距和深度的四种塑料排水板方案;不同间距和桩长的三种粉喷桩方案。

不处理段和浅层处理段试验结果,见表 8-2。结果表明:该方案需严格控制加荷速率,以每周填土 25cm 为宜;复合土工布的方案最好,砂垫层次之,应大力推广土工织物。

塑料排水板试验结果表明:塑料排水板处理在高填方(填土高度 6.0m 以上)情况下,均能安全填筑到顶,处理后路基强度及各项物理力学指标明显改善,预压 3 个月后的十字板强度可提高 1 倍左右;当塑料排水板间距为 1.0m 时,达到 90%固结度需 1 个月,1.5m 间距时,达到同样的固结度需 3 个月;塑料排水板处理段的侧向位移较大,利用反压荷载可减少侧向位移;加荷速率应控制在每月填土 1.0m。

粉喷桩试验结果表明:置换率高和处理深度大的处理效果好;处理后复合地基的抗侧向位移能力较强,且在填土竣工后 1 至 2 个月侧向位移趋于稳定;粉喷桩复合地基能承受较大的加荷速率,一般以每月 2m 土为宜。

综观我国地基处理技术的发展主流,一方面是通过引进吸收国外开发的地基处理技术原

理和方法,研制和开发国产的施工机械,从而基本拥有了国外所具有的先进的地基处理技术,同时又根据国情因地制宜地开发和研制了一批我国独有的技术工法;另一方面,受我国目前机械制造和仪表工业水平的限制,与大型高效的国外机械相比,在机械设备和处理能力及范围上仍有相当差距。此外,由于对地基处理在加固机理和计算方法上认识尚不完全,尤其是对复合地基承载力和变形计算理论的研究还很不完全,甚至对什么是复合地基无论在学术界还是在工程界尚无统一的认识,因此,地基处理设计理论、施工工艺、质量检验的完善还有待岩土工作人员继续不懈地努力探索和发展。

总之地基处理已成为土木工程建设中的热点之一,它得到土木工程界勘察、设计、施工、监理、教学、科研和管理部门的关心和重视。地基处理技术的进步带来了巨大的经济效益和社会效益。我国地基处理水平不断得到提高、总体上正在接近世界先进水平。

高速公路地基处理试验测试结果[74] 表 8-2

方案	推算最终沉降(cm)	计算沉降(cm)	填土结束时		预压 3 个月		预压 6 个月		影响深度(m)	横向差异沉降率(%)
			S_t(cm)	$\overline{U}$(%)	S_t(cm)	$\overline{U}$(%)	S_t(cm)	$\overline{U}$(%)		
无硬壳层	36.0	36.8	23.4	65	29.3	81	31.3	87	10	0.45
有硬壳层	107.0	92.7	59	55	79.5	74	82.5	77	15	1.92
砂沟	23.4	30.6	16.5	70	18.5	79	20.0	85	10	0.67
砂垫层	26.6	31.8	18.0	68	22.8	86	23.9	90	10	0.64
S-230	56.6	51.6	43.1	76	50.0	88	51.5	91	11	1.8
复合土工布	19.3	28.9	12.0	62	15.5	80.3	17.8	92	9	0.27

方案	水平位移量(cm)	孔压系数	效果检验				
			$\overline{C}_u$(kPa)	w(%)	γ(kN/m³)	C_c	P_c(kPa)
无硬壳层	6.5	0.18/0.30	29.1/46.0	39.3/35.7	18.4/18.6	—	79/84
有硬壳层	18.0	0.37/0.64	12.0/24.0	58.1/43.4	16.6/17.9	0.59/0.19	54/—
砂沟	4.7	0.25/0.16	23.9/33.2	28.5/24.3	19.7/19.7	0.13/—	190/—
砂垫层	5.5	0.16/0.40	24.3/43.9	40.8/34.9	18.3/18.8	0.35/0.21	77/134
S-230	6.7	0.20/0.41	16.4/34.2	59.3/49.3	16.5/16.9	—	57/—
复合土工布	6.8	0.49/0.80	17.7/33.0	38.1/33.9	18.6/18.8	0.33/0.25	100/185

注:表中孔压系数的分子、分母分别为沉降过程线转弯点前后的值,其余的分子、分母分别为加固前和加固后。

三、国外地基处理的发展[2][10][14][62][66]

近 40 年来,国外在地基处理方面发展十分迅速,老方法得到改进,新方法不断涌现,在 60 年代中期,从如何提高土的抗拉强度这一思路中,发展了土的“加筋法”;从如何有利于土的排水和加速固结这一基本观点出发,发展了土工聚合物、砂井预压和塑料排水带;从如何进行深层密实处理的方法考虑,采用加大击实功的措施,发展了“强夯法”和振动“水冲法”等。另外,现代工业的发展,对地基工程提供了强大的生产手段:如能制造重达几十吨的专用地基加固施工机械(使用强夯法时的起重机械);潜水电机的出现,带来了振动水冲法的振动器的施工机械;真空泵的问世,才能建立真空预压法;生产了大于 19.6MPa 的压缩空气机,从而产生了“高压喷射注浆法”。

随着地基处理工程实践和发展,人们在改造土的工程性质的同时,不断丰富了对土的特性研究和认识,从而又进一步推动了地基处理技术和方法的更新,因而成为土力学基础工程领域中一个较有生命力的分枝。在 1981 年 6 月召开的第十届国际土力学及基础工程会议上有 46 篇论文专门论述了“地基处理”技术,并成为其中 12 个重要议题之一;在 1983 年召开的第八届欧洲土力学及基础工程会议上所讨论的主题就是“地基处理”;国际土力学及基础工程学会下成立了“地基处理学术委员会”ISSMFE TC-17,在该学术委员会下于 1997 年 1 月正式创办了“地基处理”的期刊“Ground Improvement”(Thomas Talford Services Limited, 1 Heron Quay, London E14 4JD, UK)。

在过去十余年,可用的地基加固技术范围变得明显广阔,可将这些方法分为四类,见表 8-3。纵观国外地基加固方法的进展,总的发展趋势在于:

1. 每类方法的使用范围均有相当稳定的份额,根据统计,各类方法应用的份额,见表 8-4。

2. 高压灌浆法、土钉技术和振动挤密法已引起设计者越来越浓的兴趣。由于深层动力挤密法具有诸多优点,因此它的应用扩大与增多成为新趋势。

深层动力挤密法的优点是:

(1)处理过程结束后就可以进行基础施工;

(2)处理的是否成功,即是否取得预定或期望要求能够立即通过 CPT、PMT、DMT 或 SASW 原位测试就可验证;

(3)它们是派克(Peck)的“观察方法”的理想例子,即在施工过程中可以根据处理场地的特殊的异常现象、土质条件及设计变更,对“处理深度、处理点的间距、落锤的击数或者振动器频率”做相应的调整;

(4)施工时间短,可减少工期和造价;

(5)不受地下水位深度、水位与水质等因素的影响;

(6)对粘性土、砂砾乃至泥炭的各类问题(如承载力低、沉降过大、稳定性问题、可能液化问题等等)都能用这种地基处理方法处理。

国外地基处理常用方法分类[14]　　表 8-3

<table>
<tr><th>①临时地基加固技术</th><th>②不添加材料的永久性地基加固</th><th>③添加材料的永久性地基加固</th></tr>
<tr><td>—降低地下水位
—冻结
—电渗</td><td>—表层压实
—重锤夯实
—爆炸
—振动挤密,包括共振挤密</td><td rowspan="3">—分层石灰及水泥处理
—碎石柱或砂柱
—石灰及水泥柱
—换土法
—土钉法
—灌浆法
—用 VHP 水泥浆灌浆法
—加筋土
—微型桩和锚杆
—土工织物和纤维加固法
—深层搅拌法</td></tr>
<tr><td colspan="2">④环境土质加固技术</td></tr>
<tr><td colspan="2">—(化学物质)深层搅拌及灌浆形成囊状包裹
—化学物质渗透
—原位烧结
—水力变更
—土中气体抽吸
—电泳
—注入热空气或蒸气
—冻结</td></tr>
</table>

国外地基加固方法的应用情况[14]　　表 8-4

方　　法	利　用　率　(%)	评　　述
地基加固(临时性 + 永久性)	47	
临时性地基加固		
排水	22	使用土工织物,设置砂砾层
冻结	3	
电渗透	0	可选的方法
永久性地基加固		
重锤夯实	8	深度在 15m 内效果良好
振动挤密	16	
爆炸	0～1	海上,浅水条件
真空固结	8～5	
碎石及石灰柱	43	
预压加载	0～2	12m 厚度内效果极为良好
地基加筋	14	
加筋土	0	主要限用于路堤
合成土	45	
土钉	36	开挖深度在 12m 内效果良好
锚杆	10	
微型桩	9	
地基处理法	39	
压密灌浆	13	效果不好
灌浆(有时也和土钉结合使用)	36	世界各地应用越来越广泛
渗透灌浆	33	
水力劈裂灌浆	2	认为效果仍良好
土钉	16	

注:表中利用率为根据世界各地 42 份调查表的统计结果。

3. 最近几年出现了用变频率振动法压实粒状沉积的情况,即共振压密法,探头以比共振频率高得多的频率贯穿进入沉积物,但在探头回拔时,可在每个深度上在密实过程中通过切断电源,精确测出变化的振幅来确定不同深度的共振频率来(Massarsch,1991),然后进行共振压密。在开关振动探头的过程中,地基的响应可以通过距离探头一定距离的速度传感器的测值来确定。

4. 过去十年来,常用 CPT 和 DMT 法来评价经过处理的地基。然而最近几年来,往往在 CPT 和 PMT 或 DMT 试验方法进行评价的基础上,用一系列的地震测试方法补充,如跨孔法、地震贯入仪法或 SASW 法(剪力波的谱分析法)。这些方法非常受欢迎,只不过费用较高,但对一些城市废弃物堆场处理后的评价相当快捷方便。

四、地基处理技术发展展望[15][63]

(一)进一步扩大地基处理的内涵

地基处理在应用上,应从解决一般工程地基加固向解决各类超软、深厚、深挖等大型工程地基加固方向发展,如在深厚超软地基上高速公路、大型油罐和深基坑开挖等;在处理目的上应从提高地基承载力与稳定性为目的向解决基础过大沉降和不均匀沉降为目的方向发展,如高速公路的工后沉降、基坑开挖的侧向变形和大型油罐的不均匀沉降等。

(二)研制和引进地基处理新机械,提高各种工法的施工能力

在土木工程建设中,人们已经发现在施工机械能力上我们与国外差距较大。在地基处理领域情况也是如此。近几年虽有不小改进,但差距还是很大。随着综合国力提高,地基处理施工机械将会有较大的发展。不仅要重视引进国外先进施工机械,而且要重视研制国产先进施工机械,提高施工机械的自动化程度,真正做到‘信息化”施工。只有各种工法的施工机械能力有了较大提高,地基处理水平才能有较大的提高。

(三)发展地基处理设计理论

地基处理实践的发展势必促进地基处理设计理论的进步,理论的进步又将指导地基处理实践的进一步发展。在大量工程实践基础上,修订和完善地基处理的设计规范和设计手册;对各种工法加固地基的机理以及设计计算理论进行深入的研究,如排水固结法的非理想井理论、强夯法的有效加固深度及影响范围分析等等;同时须进一步发展地基处理的一般理论。如复合地基的类型与特性、各类复合地基承载力和沉降计算理论、优化设计理论,按沉降控制设计理论等等。

(四)发展地基处理新技术

随着地基处理理论和地基处理新材料、新机械和新工艺的发展,一定会产生地基处理新方法。各类施工方法不断以现代新技术新材料充实和改进施工工艺,向实用有效、随土质和加固要求而定、可控、可靠方向发展,砂石垫层→加筋土垫层,砂井→袋装砂井、塑料排水板,水泥土搅拌法的质量监控系统等;土工合成材料的应用被称为岩土工程革命,土工合成材料进一步发展势必促进地基处理新技术的发展。例如用三维土工网格加植被的方法加固边坡是近年发展的新方法。

(五)提高地基处理技术综合应用水平

近几年,多种地基处理技术的综合应用得到重视和发展,如在澳门国际机场人工岛建设中综合应用了换填法、排水固结法,振冲密实法、表层压密法等多种地基处理方法,取得了很好的经济效益和社会效益;软土地区强夯法与排水法联合处理;土工织物垫层和排水板联合处理;真空预压与堆载预压联合处理;加筋垫层和水泥土搅拌法联合处理等。多种地基处理技术的综合应用是很重要的方向,随着地基处理技术应用水平的提高,在综合应用方面将会有较大发展。

(六)发展地基处理测试技术

地基处理测试技术包括各种地基处理施工过程中本身的质量监测,以及地基处理效果的评价。大量现场监测技术的应用,使信息设计和施工成为今后重大工程设计和施工的发展方向。发展地基处理原位测试、现场试验,以及监测技术对提高地基处理技术水平有非常重要的意义,可以大大地推动地基处理理论的发展。

(七)深化管理体制改革,加强专业化队伍建设

地基处理设计、施工和监理是专业性很强的行业,要加强专业分工。必须在管理上推行岩土工程体制,地基处理方案选择与设计须由专业人员进行。对每种工法的施工队伍和监理人员不仅要求现场技术人员掌握地基处理理论和实践知识,而且对技术工人也应有一定要求。技术工人需要通过培训对加固机理、加固工艺有较全面、系统的了解。通过定期考核,建设一大批相对固定、有资质的专业化施工队伍和监理队伍。

第二节　浅层处理

浅层处理法适用于软弱土层位于地基表面且最大深度一般在3m以内,最大不超过5m的情况,包括表层压实法、换土垫层法、土工织物加筋垫层法、重锤夯实法等。浅层处理方法施工简便,速度快,造价低,而且质量容易控制,目前我国已建成和正在建设的高等级公路均大量采用浅层处理方法,如沪宁高速公路江苏段软基总长度约26km,采用砂垫层结合预压法处理软基总长度12.8km,塑料排水板结合预压法处理软基总长度约8.1km,粉喷桩处理软基总长度4.2km。[63]

地表软弱土层为透水性较好的砂土或粉质粘土等时,常采用表层压实法,其处理效果主要取决于土质、含水率、分层厚度、压实机械性能和压实遍数等。

地表软弱土层为饱和淤泥或淤泥质粘土时,一般要求挖除后换填砂(砾)土、碎石、石渣、矿渣、粘土等工程性能良好的材料,分层填筑并压实,压实要求同表层压实法,挖除方法主要有挖土机械掘法、推土机挖除法、人工挖除法等。当软土过于软弱而挖土机和推土机无法作业时,可采用水力挖塘机组挖除,即用高压水流对软粘土进行切割并冲成泥浆,然后用泥浆泵输送到指定地点沉淀后再处理。

换土垫层和表层压实的作用主要是提高地基在路堤填筑时的稳定性。值得注意的是,垫层和压实后的表面土层形成人工硬壳层,按照多层地基固结分析结果,即使硬壳层与下卧层渗透系数相同,多层地基固结也比均质地基固结快,因此多层具有自身渗透性好及硬壳层可加速地基固结的双重效果。

对于垫层表面压实法的研究工作目前重视不够,主要局限于土的压实性、应力扩散作用、加速固结作用以及减少地基沉降作用等。深入研究工作应包括:压实土的强度特性和应力—应变关系特性的试验研究、表面硬壳层的各向异性研究、表面软弱土(夹)层改变成表面硬壳层后路堤与地基联合作用下的稳定性地表研究、考虑表面硬壳层土的特性的路堤与地基联合作用下沉降和水平位移及孔隙水压力变化的有限元分析及简化分析法研究、下卧层土质等条件对表面硬壳层作用的影响研究等。通过进一步研究,全面深入地分析认识垫层法和表面压实法的加固机理,完善设计理论与方法。

一、扩散系数[8]

对于人工垫层应力扩散的作用,至今尚没有一致的意见。参考关于成层地基中应力分布的有关论述,大致分为两类:

(一)认为地基中土层的不均匀性对应力分布的影响可不考虑

1. 比奥(Biot)解决了平行有限平面的薄的柔性非膨胀间层存在时,地表下 h 深度处最大压缩应力计算值,比均质体减少6%,他认为实用上可不考虑这种减少;

2. 崔托维奇认为,根据试验资料,直线变形理论的公式较为实用,用于外荷载作用下沉降

过程已终止的粘土相当精确;

3. 斯科特认为"计算与量测的比较,较为明显的是布氏应力模型对于真实应力分布提供了良好的合理的近似数据,即使土中各区域的弹性常数有显著的不同";

4. Sowers、Vesics 对路面的研究(1962 年)认为,在上面覆盖有硬层土体内竖向应力的分布按均匀土体考虑,比按成层弹性体系近似得出的应力分布更接近实际。

(二)认为应该考虑地基土层不均匀性对应力分布的影响

1. 耶戈洛夫认为,对于持力层是坚实土层,下卧层为软弱土层的情况,如软土地区常出现地表硬层、道路工程的刚性路面下存在压缩性较大的土层等,此时将出现竖向应力扩散的现象;

2. Burmirter、Peattie、Joues 等通过对成层体系的研究表明,当顶层的刚度显著比底层的刚度大时,底层的应力将显著减少,因此从体系分析可见,在靠近地表处有刚性层存在时,它会减少传递到下面可压缩层内的压力。

如上所述,软弱土层上面存在相对硬层时,是否考虑应力扩散,观点并不一致。但一般认为,当上层刚度为下卧土层的十倍以上时倾向于考虑扩散作用。实用的计算方法有两种:一是根据双层地基理论,按有关参数确定应力系数,但可供实用的仅有条形均布荷载的解答;另一是简化用压力扩散角来确定上、下层界面上的应力,此法简便易行,也易被理解和接受,因此应用较为广泛,我国规范多用这种方法考虑压力扩散。

1. 1975 年版上海市标准《地基基础设计规范》:(1)对于天然地基下存在软弱下卧层时取压力扩散角 22°;(2)对于砂垫层,取压力扩散角 $\alpha = b/(b+z)$(b 为基础宽度,z 为垫层厚度),压力扩散角≈27°。

2. 1989 年版上海市标准《地基基础设计规范》(DBJ 08—11—89):(1)对于软弱下卧层取压力扩散角 22°,当 $z/b \le 0.25$ 时可按零度计算;(2)对于砂垫层,压力扩散角为 26°34′(≈27°)。

3. 1974 年版全国地基规范(TJ 7—74):对软弱下卧层取压力扩散角的范围一般为 22°,密实砂类土和老粘性土为 30°,$z/b \le 0.25$ 时为零度。

4. 中华人民共和国行业标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89):对软弱下卧层取 $\alpha = b/(b+2z\,\mathrm{tg}\,\theta)$,地基压力扩散角按表 8-5 取值。

地基压力扩散角　　表 8-5

$E_{s上}/E_{s下}$	z/b		
	0.25	0.50	<0.25
3	6°	23°	0°
5	10°	25°	
10	20°	30°	

5. 中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—91):垫层地基压力扩散角按表 8-6 取值。

6. 天津市《建筑地基基础设计规范》(TBJ 1—88):对于下卧层验算与垫层地基均按表 8-7 取值。

7. 福建省《建筑地基基础勘察设计规范》(FBJ—90):对下卧层验算和垫层地基按下列规

则计算。

$E_{s上}/E_{s下}<3$ 时，应力扩散系数按布氏解计算；

$E_{s上}/E_{s下}\geq 3$ 时，应力扩散系数按 $\alpha=b/(b+2z\tg\theta)$ 计算。压力扩散角按表 8-8 取值。

地基压力扩散角 表 8-6

Z/b	换填材料		
	中、粗、砾砂 砾、卵、碎石	粘性土和粉土 ($8<I_p<14$)	灰土
0.25	20°	6°	30°
>0.25	30°	23°	
<0.25	0°	0°	

地基压力扩散角 表 8-7

$E_{s上}/E_{s下}$	z/b			
	<0.25	0.25	0.50	≥1
1	0°	4°	12°	22°
3	0°	6°	22°	24°
5	0°	10°	25°	27°
10	0°	20°	30°	30°

地基压力扩散角 表 8-8

$E_{s上}/E_{s下}$	z/b		
	<0.25	0.25	≥0.50
3	0°	6°	23°
5	0°	10°	25°
10	0°	20°	30°

从以上各规范规定分析，具有两个特点：一是对压力扩散角的取值大同小异；二是 $E_{s上}/E_{s下}$ 10时应力扩散作用明显，因而其值较大，与有关看法的观点是一致的。

按以上介绍，大致可把实用计算压力扩散系数的方法归为：1)为布氏解；2)为 $b/(b+z)$；3)为 $b/(b+2z\tg\theta)$。通过计算对比可知，不论何种基础型式，在很大的 z/b 范围内采用压力扩散角法都比布氏解有明显的扩散作用。其次，不论对于保种基础型式，也不论对于何种压力扩散角计算方法，基本上都在 $z/b=0.4\sim0.6$(极大多数为 0.5)时比率最低，即扩散效果最显著。因此，这一范围应是最能反映两类方法差别的。

二、干渣垫层[8]

干渣也称高炉重矿渣（简称“矿渣”），是高炉冶炼生铁过程中所生成的固体废渣经自然冷却而成的。

高炉干渣取代天然碎石是冶金渣综合利用的有效途径之一，具有原料量大、工程造价低和节约天然资源等优点。对于缺乏天然砂、石材料的地区，干渣用于回填不仅增加了其应用途径，而且可缓解砂石紧缺的矛盾，因而具有显著的社会效益和经济效益。

高炉干渣作为回填材料已广泛应用于冶金系统的土建工程，实际工程中均获得成功，但系统的研究有待于进一步发展。然而干渣特性在混凝土领域中进行过深入的分析。冶金工业部

根据干渣在这些领域的实践经验,总结归纳后制定了相应的技术标准:《高炉重矿渣应用暂行技术规程》、《混凝土用高炉重矿渣碎石技术条件》。

干渣是否能在回填土工程中推广应用前提之一,是它是否具有足够的结构稳定性。试验研究分析表明,如果重矿渣中 CaO 含量 < 45% 以及 FeS 与 MnS 的含量≈1%,一般不会产生硅酸盐分解和铁锰分解;如果改进排渣工艺,不在排渣时往罐内壁浇石灰水也不会产生石灰分解,则重矿渣是稳定的。矿渣地基工程应用实例,见表 8-9。

矿渣地基工程应用实例　表 8-9

序号	工程名称	施工日期	工程概况
1	宝钢热轧厂板坯库	1986～1987 年	用于①厂房基坑回填,深 3～4m; ②车间地坪回填,厚度 1m; 用量 2.5～3.0 万 t,采用平板振动器和小型振动压路机,铺设厚度 30cm
2	二号高炉平台基础	1990 年	用于出铁沟槽与基础回填; 用量 1 万 t;施工方法同上
3	三号高炉平台	1993 年 8 月	用于基坑回填与地坪,基坑深 2～3m,地坪厚度 40～50cm; 施工方法同上;用量估算 1 万 t
4	上海铜带厂	1992 年	用于厂房基坑回填与地坪; 基础深 4～6m;用量 2 000t,采用平板振动器
5	月浦水厂	1992 年 6～10 月	用量 2 000t
6	二十冶物资公司办公楼及仓库	1993 年 1 季度	回填面积 800 m^2; 回填深度 1.5～2.4m
7	二十冶三公司车队基地	1993 年 1 季度	回填面积 350 m^2; 回填深度 0.8～1.5m
8	冷轧厂七区地坪	1993 年 9～10 月	用量 2 400t
9	月浦游泳池	1992 年 1 季度	用量 1 000t

高炉矿渣在力学性质上的最重要特点是:一方面当压实时其荷载—变形关系符合直线变形关系,具有直线变形体的一系列特点;而另一方面,当压实不够,强度不足时会引起显著的非线性变形。所以,保证矿渣垫层的充分压实,使其具有足够强度是矿渣地基采用线性变形理论的先决条件。

三、粉煤灰垫层[8]

粉煤灰是燃煤电厂生产过程中产生的颗粒型废弃物。我国是一个以燃煤为主要能源的国家,至 1990 年底全国粉煤灰年排灰量已超过 7×10^7t,而利用率仍很低,近年一直徘徊在 20%,排灰量的递增速度始终高于用灰量的递增速度,需处置的粉煤灰量每年以 10% 左右的

速度增加,以 80 年代为例,堆存量的增长可见表 8-10。

80 年代 5 万 kW 以上电厂粉煤灰堆存量递增率 表 8-10

年份	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988
排放量(万 t)	2 633	3 019	3 400	3 768	4 227	4 809	5 549
堆存量(万 t)	2 035	2 099	2 710	2 968	3 277	3 618	4 173
递增率(%)		13	17.9	10.2	9.7	10.4	15.1

上海目前各电厂粉煤灰排放量已达 4×10^6t/年,1992 年用于处置粉煤灰的费用估计达 4 000万元,因此通过什么途径大规模直接利用粉煤灰不仅具有巨大的社会效益(改善环境污染),而且还具有巨大的经济效益。实践证明,工程建设中的结构填筑可成为达到上述目的的主要途径。如上海宝钢回填土方量达 2×10^6 m^3,浦东外高桥港区回填土方量也达 8×10^5 m^3,如能用粉煤灰回填,则大大提高了粉煤灰的利用率。粉煤灰具有自重轻、压实后承载力高、松散状态下透水性大,以及易于施工等特点,非常适合作为填筑材料。粉煤灰用于大型工程建设场地填筑和地基处理不仅用灰量大,且只需少量投资。

另一方面,上海在全国首创粉煤灰结构回填的历史。1981 年起宝钢在建设过程中进行了多项试验研究和应用,并于 1983 年在宝钢现场召开了"宝钢电厂粉煤灰回填技术论证会",对进一步试验和应用提出了建设性的意见。然后第三航务勘察设计院与上海市建筑科学研究所及宝钢十九冶合作在南通港建设工程中进行了国内首次的港区大规模回填,并进行了一系列环保和土工性能等方面的室内试验,取得了非常有价值的科学数据。

1985 年开始,上海市建筑科学研究通过近两年的粉煤灰土工性能室内试验,并在建设工程中进一步进行试点,研究表明工程填筑大量利用粉煤灰的有效途径,具有显著的社会环境效益和较好的技术经济效益。与此同时,在上海港关港作业区开展了水下填筑粉煤灰的大型现场试验。试验区长 76m,宽 28m,深度 5～6m,用灰量 1×10^4t。通过试验摸索了一套在地下水位以下进行粉煤灰填筑的施工技术措施,并经一年时间的考验,表明压密粉煤灰后期沉降很小。

通过对粉煤灰的后期效应、包括垫层的工程特性及对环境的影响问题,特别是地下水浸泡下粉煤灰垫层的后期强度、对环境产生影响的诸因素的时间效应以及垫层的抗液化能力等的研究,宝钢的粉煤灰及其回填技术逐步向外推广,回填范围扩大到道路、桥坡等;1991 年起又开始在浦东外高桥港区一期工程陆域回填中采用粉煤灰填筑,用灰量达 2×10^5t 以上。

上海冶金设计院、市建筑科学研究所等单位于 1988 年也开展了"粉煤灰在冶金工业填筑工程中应用研究"课题的工作,且在 1990 年进行了"上海益昌冷扎薄板工程承重地坪垫层"的工程试点,共用灰 3×10^4t,与碎石垫层相比,节约 37 万元投资,且满足堆载荷重 50～80kPa 的设计要求。该试点工程在 1991 年也通过了上海市科委组织的成果鉴定。

第三航务局勘察设计院与上海港务局协同其他单位对上海港罗泾煤码头陆域软土地基粉煤灰综合加固进行了大型现场试验,通过试验提供了直接在贮灰场利用含水量很高的湿排灰进行软土地基综合加固利用的设计与施工技术参数。罗泾港区陆域位于的大型贮灰场内已存有 2×10^6 m^3 呈泥浆状的湿排灰,厚度达 4～5m,其下卧层为 10m 多厚的淤泥质软土,加固试验小组在 1992 年底至 1993 年初采用排水板动力固结钢渣挤压法成功地加固了这一层粉煤灰及其下卧层。结果表明,经加固后的地基满足和超过了设计提出的地基容许承载力为 150kPa 的要求。

粉煤灰不仅在建筑工程中获得越来越多的利用，且在道路工程中也被越来越普遍地采用。除了宝钢在本厂及厂外一些小型道路、桥梁上采用粉煤灰填筑外，上海的沪嘉和莘松两条高速公路都采用粉煤灰修筑了实体工程试验路，取得了明显的技术经济效益。如莘松高速公路243m长的试验路段，路堤最大高度7.56m，用灰量6×10^4t以上，直接经济效益63.62万元，施工计划周期提前9个月，通车至今情况良好。

第三节 强　夯

一、强夯的发展历史[1][2][10][62]

强夯法在国际上也称动力固结法（Dynamic Consolidation Methed）或称动力压实法（Dynamic Compaction Methed）。这种方法是反复将很重的锤提到一定高度使其自由落下，夯锤重一般为10～40t，提升高度大约为10～40m的落距，对地基土施加很大的冲击能。在地基土中所出现的冲击波和动应力，可提高地基土的强度，降低土的压缩性，改善砂土的抗液化条件，消除湿陷性黄土的湿陷性等。同时，夯击能还可提高土层的均匀程度，减少将来可能出现的差异沉降。

强夯法处理地基是60年代末由法国Menard技术公司首先创用的。第一个工程是用于处理滨海填土地基，该场地表层为新近填筑的约9m厚的碎石填土，其下是12m厚疏松的砂质粉土。场地上要求建造20栋8层居住建筑。由于碎石填土是新近填筑的，如采用桩基，负摩擦力将占单桩承载力的60%～70%，十分不经济。经研究采用堆载预压法处理地基，堆载历时3个月，堆土高度5m，只沉降200mm。最终改用强夯法处理，单位夯击能为1 200kJ/m^2，只夯击一遍，整个场地平均夯沉量达500mm。建造的8层居住建筑竣工后，其平均沉降仅为13mm。

我国于1978年11月至1979年初首次由交通部一航局科研所及其协作单位在天津新港三号公路进行了强夯法试验研究。在初步掌握了这种方法的基础上，于1979年8月至9月又在河北秦皇岛码头堆煤场细砂地基进行了试验，其效果显著。因此，该码头堆煤场的地基就正式采用了强夯法加固，节省了150余万元。中国建筑科学研究院及其协作单位于1979年4月在河北廊坊该院机械化研究所宿舍工程中进行强夯法处理可液化砂土和粉质粘土地基的野外试验研究，取得了较好的加固效果。于同年6月正式用于工程施工。通过上述试验研究及实际工程的应用，总结出一套适合我国情况的强夯工艺，在我国地基加固领域里填补了一项空白。继后，在全国各地对各类土强夯处理都取得了十分良好的技术经济效果。

由于强夯法简单、经济、施工快，所以国外用得十分普遍。1974年英国工程师协会专门召开了深基础会议，并出了专册。在该次会议上Menard本人对强夯法作了详细介绍，并对会上提出的问题进行了解答。从那以后，十几年来在第九届、第十届、第十一届国际土力学和基础工程会议上以及世界各地区域性的会议上，都发表了不少论文。内容包括工程实践、室内研究，以及理论分析等各方面，包括Scott，Skipp，Jessberger，Kotlyarevskii，Gambin、Godecke，Leonards，Lukas，Fang，Smoltczyk，Leon等人的工作。在日本，则有坂口旭、鸣海通信、福称纪无等人的工作。

强夯法由于在工程实践中具有加固效果显著、适用土类广、设备简单、施工方便、节省劳力、施工期短、节约材料、施工文明和施工费用低等优点，很快就传播到世界各地，目前已有几

十个国家数千项工程采用此法处理地基。

二、强夯适用范围研究[10][66]

强夯法在开始创世时,仅用于加固砂土和碎石土地基,经过20多年的发展和应用,它已适用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基的处理。对饱和度较高的粘性土,如用一般方法强夯处理效果不太显著,其中尤其是用以加固淤泥和淤泥质土地基,处理效果更差,使用时应慎重对待。但近年来,对高饱和度的粉土和粘性土地基也有强夯成功的工程实例。此外,有人采用在夯坑内回填块石、碎石或其他粗颗粒材料,强行夯入并排开软土,最终形成砂石桩与软土的复合地基,并称之为强夯置换(或动力置换、强夯挤淤)。

国外关于强夯法的适用范围,有比较一致的看法。Smoltczyk在第8届欧洲土力学及基础工程学术会议上的深层加固总报告中指出,强夯法只适用于塑性指数 $I_p \leq 10$ 的土。

随着社会发展,环境问题日益严重,而对于每天产生的大量垃圾的处理更是迫在眉睫。国外利用强夯处理工业和生活垃圾,都取得了成功。美国能源部Savannab River核电站,位于南卡罗纳州。由于核废料上覆土层的不均匀沉降,造成地面积水,存在污染地下水的危险。美国能源部决定采用强夯处理核废料,在场地上加铺一层不透水的粘土。这是首次使用强夯处理核废料。考虑了振冲、高压喷射注浆法、静力超载后,美国能源部选用强夯密实核废料,有如下几点理由:(1)对掩埋核废料的密实在地表进行,没有核废料的暴露,这是严格的安全要求;(2)强夯通常是最经济的场地处理手段;(3)夯锤重量和落距可以调整,以保证密实深度和程度;(4)当下面有阻挡物时,使用附加能量使之破碎,或移位,使废料中潜在的空洞坍陷。强夯施工中,规定每点夯击20次,为了避免碰到放射性物质,最大夯坑深度据安全原因而定。于1989年开始施工,1991年完工,一共有13002夯击点和246975次夯击。根据核废料掩埋位置,确定第一遍和第二遍夯击位置。第一遍夯击均已密实,第二遍夯击之前进行回填。夯锤重20t,直径8ft,平底,落距42ft。施工过程中进行质量监测和安全监测。第一遍夯击时,每击平均深度增加0.5ft,而第二遍为0.4ft。最后,平均夯坑深度为5.56ft,地基平均密实12.7%。为了检测核废料整个深度上的处理效果,强夯前后进行了动力贯入试验,强夯施工前,每英尺贯入击数5～20,强夯施工后,每英尺贯入击数达到30～80,密实效果非常明显。

强夯还可用于加固湿陷性黄土地基。在过去十年中,美国西部5个州先后有9个工程使用强夯处理湿陷性黄土地基。此外,在处理液化地基中,强夯同样被广泛使用。美国开发署使用强夯处理了多个液化路堤工程。

根据国外资料,经强夯处理的砂性土地基,其承载能力可提高200%～500%,压缩性可降低200%～1000%。它的适用范围十分广泛,不但能在陆地上施工,而且也可在水下夯实。其缺点是施工时噪声和振动较大,因而不宜在人口密集的城市内使用。

已有资料表明,国外曾用强夯置换法处理过泥炭、有机质粉土等地基,夯锤重5～40t,落距10～40m,夯距3～12m,最后在土中形成深4～12m,直径达2～7m的砂石墩,用作固结排水通道和加固地基。又如新加坡一仓库,对厚3～4.5m的泥炭层采用2 250kJ强夯置换加固。夯前先铺一层1.0m厚的砂垫层,每点夯15击,随夯随填,夯成上部直径为4.0m、下部直径为2.0、深4.2m的砂墩。然后再铺3.0m后的砂垫层,每点夯10击。最后用3 000kJ、每点35击的强夯进一步置换与混合。夯后土的孔隙比由1.7～3.1减小到0.61～0.72,标贯值由3提高到14。

80 年代中我国采用强夯法处理填海地基获得成功,并在沿海地区推广应用,为我国广大沿海地区进行大规模"填海造地"工程提供了经济有效的地基处理方法和经验,从根本上解决了建设与农业争地问题的矛盾,且具有重大的经济效益和社会效益。

对于工业废渣来说,采用强夯法处理的效果也是理想的。我国冶金、化学和电力等工业排放大量废渣,堆积如山,不仅占用大量土地,而且造成环境污染。工程实践证明,将质地坚硬、性能稳定和无侵蚀性的工业废渣作为地基或填料,采用强夯法处理,能取得较好的效果,从而解决了长期存在的废渣占地和环境污染问题,同时还为废渣利用开辟了新的途径。

对于饱和度较高的粘性土,一般来说,强夯法处理效果不显著。其中尤其是淤泥和淤泥质土地基,处理效果更差,应予慎用。近些年来,对这类土也有采用强夯法加袋装砂井或塑料排水带进行综合处理的,但其处理效果尚难肯定,有的效果好,有的不理想。针对上述情况,国内外相继采用了在夯坑内回填块石、碎石、砂或其他粗颗粒材料,通过夯击排开软土,从而在地基中形成块(碎)石墩。这种方法称为强夯置换法(Dynamic Replacement)。由于块(碎)石墩具有较高的强度,因此和周围的软土构成复合地基,其承载力和变形模量有较大的提高,而且块(碎)石墩中的空隙可为排出软土的孔隙水提供了良好的通道,从而缩短了软土的排水固结时间。工程实践证明,强夯置换法具有较好的加固效果,只是目前尚无成熟的设计施工方法,在使用时尚应通过现场试验确定其适用性。强夯置换法的应用和推广,将进一步扩大强夯法的适用土类。

当前,应用强夯法处理的工程范围极为广泛,有工业与民用建筑、仓库、油罐、储仓、公路和铁路路基、飞机场跑道及码头等。总之,强夯法在某种程度上比机械的、化学的和其他力学的加固方法更为广泛和有效。

三、加固深度[1][18]

关于加固深度名称上并未完全统一,类似的名称还有"影响深度"、"有效影响深度"、"有效加固深度"。一般而言,一定深度下土质的改善程度随深度增大而渐减小。在建立加固深度的经验公式和现场确定加固深度时,必须有一个判别标准。为此,一些研究者提出了基于加固土性指标或其变化的具体标准。G. A. Leonard 等(1980)[20]提出标准的确定应考虑土类和初始密度,他们针对所研究的砂土,提出以标准贯人击数增加 3～5 击作为依据。范维垣等(1982)[21]提出以加固后土层承载力 $f > 150kPa$,砂土中标贯击数 $N_{63.5} = 10$～15,一般粘性土中 $N_{63.5} = 5$～7,或 $N_{10} = 20$～25,当用静力触探时 $P_s = 15$～20(软土、一般粘性土)或 $P_s = 50$～90(粉细砂)。张峰等(1992)[22]在模型试验中根据沉降量占表面夯沉量 5% 处的深度作为判别标准。齐玉凯(1995)[23]提出加固深度的判别应考虑工程目的、地基土性状和设计要求,加固深度应是指不完全满足工程要求的地基土经加固后达到设计要求的深度,具体的控制指标及其临界值应结合工作要求和土质条件。

关于加固深度的具体计算公式,大致有以下 3 类:

(一)根据现场试验和工程实践结果建立的经验公式

1. 修正 Menard 公式

$$H = \alpha \sqrt{Wh}$$

式中: H——加固影响深度(m);

W——锤重(t);

h——落距(m);

α——系数。

围绕这一公式进行修正的研究最多,提出的修正系数值也大小不一。例如 G.A.Leonard 等(1980)[20]对砂土提出 $\alpha=0.5$;R.G.Lukas[24]提出 $\alpha=0.65\sim0.80$;Mayne 等(1984)通过总结世界各地 110 项工程,得出 $\alpha=0.3\sim0.8$;Gambin(1984)认为 $\alpha=0.5\sim1.0$;Fang 和 Ellis (1980)[25]认为 α 与土的饱和度 S_r、夯坑深度 δ 和夯坑半径 r 有函数关系,但它们并未给出函数的具体形式;K.Marinescu(1986)[26]认为 α 与土类、饱和度、孔隙率、结构构造、成层性状、容重等有关。在国内,范维恒等(1982)[21]根据上百项工程实例分析 α 的变动范围一般为 0.5～0.8,黄土为 0.34～0.50,汪文善(1983)[27]认为 $\alpha=0.2\sim0.40$;王成华(1991)[28]根据 40 余项工作总结出 $\alpha=0.2\sim0.95$,$\alpha=0.4\sim0.7$ 的频数占 80%,均值为 $\alpha=0.579$。国内有关规范中以表格形式给出的加固深度估算实质是考虑土类和夯能影响后 L.Menard 修正公式的表格化。当单击能在 1 000～6 000kJ 以内时,碎石土与砂土 $\alpha=0.6\sim0.39$,粉土、粘性土、湿陷性黄土 $\alpha=0.5\sim0.35$。

2. 其他形式的工程经验公式

Y.Luongo(1992)[29]提出了形如 $H=K_1+K_2\sqrt{Wh}$ 的公式,其中 K_1、K_2 为与土类、饱和度及施工有关的系数,$K_1=2.0\sim10.1$,$K_2=0.009\sim0.016$。

范维垣等(1982)[21]对砂土和一般粘性土提出了形如 $H=5.1022+0.0895\,Wh+0.009361\,E$ 来考虑 Wh 和单位面积夯击能 E 的影响。

(二)根据室内模型试验建立的经验公式

张峰(1992)[22]用碎石土进行了室内模型试验,试验得出的加固深度 H 和单击夯击能 E、夯击次数 N 有 $H=0.0509\,E^{1/4}N^{1/5}$ 的关系。张永钧等(1992)[30]根据试验建立了某击的夯坑深度和影响深度增量及击数的关系,并建立了相应的公式。日本学者 M.Mikasa 等(1989)[31]则进行了强夯的离心模型试验及其与现场结果的比较,得出了有益的结论。

C.J.Poran 等(1991,1992a,1992b)[32]～[34]等开展了干砂强夯的室内模型试验,试验夯模型箱 1.22m×1.22m×1.22 m,夯锤重 220kN 和 332kN,锤径 10.2～22.9cm,落距 0.67～2.0 m,单击夯击能 220～600J,砂的相对密度为 $D_r=25\%$,试验后利用核子密度仪检测了夯后砂的密实度分布,得出夯后密度等值线图呈倒转的长球面,并根据试验结果建立了经验公式。

四、加固程度[18]

与建立强夯加固深度计算的经验公式相比,对强夯加固程度的经验性总结则少得多,但事实上这一问题至少同等重要,因为强夯目的不仅要使土层的加固达到一定深度,更需要使土层的加固达到一定的要求。

L.Menard 等(1975)[19]描述了可用于室内试验确定施工参数和土质改良程度的动力固结仪试验,可用来确定饱和夯击能达到要求密度所需的遍数、孔压消散和间歇时间、夯沉量以及抗剪强度的变化。但这一方法试验复杂,试验的边界条件也与现场相差过大,因此其实用意义并不十分明显。

K.W.Lo 等(1992)[35]提出了一种估算加固效果的经验公式(曲线)法。为评价整体加固效果提供了一条很好途径,但这些关系曲线和相应公式的惟一性及具体形式有待于进一步完善。

董耀(1995)[36]根据某工程试验结果建立了夯后土的承载力与单击夯击能的关系。但其具体公式尚缺乏广泛代表性,但这种研究是很有意义的。

五、简化理论分析[18]

简化理论分析法试图从基于解析的理论分析来建立强夯效果的预测性评价公式，主要用来评价加固深度。这类分析主要有两类：一类是由动力学原理、功能原理等理论或试验确定锤—土接触面上的应力，用弹性静力学公式来求解动应力的扩散，用附加应力达到某一临界值的深度来定义加固深度，可称之为应力法；另一类是从冲击波及能量的传播和消耗规律来推导加固深度的计算公式，可称之为能量法。

(一)应力法

Scott 等(1975)[37]利用集总参数法和一维模型探讨了弹性、弹塑性土的冲击反应和接触面处的动应力；P.W.Mayne 等(1983)[38]根据动量守恒定理推出了接触面处的最大应力并设动应力沿深度呈梯形分布推出了夯点中心下任一深度下处的峰值应力计算式，但他们似乎并未将成果应用于加固效果分析。

H.L.Jessberger 等(1981)[39]根据夯锤运动的牛顿运动定律和 DYNO-3 型动力固结仪中实测的峰值加速度与夯锤落地冲击速度的关系，得出锤的峰值应力，并用 Frohlich(1934)或 Fogler/ Scheidig(1948)公式计算点处的附加应力，再根据具体的土质条件规定达到加固目的所需的附加应力值，即可由此求得加固深度。

王盛源(1995)[40]假设附加应力的计算方法，并令附加应力与自重应力比值为 0.2 处的深度为压缩层下限，由此可推求加固深度的数值。

王成华(1991)[41]基于土的压密变形实质上是土中一定范围内产生不可恢复的塑性变形，总能量中真正使土体加固的能量为主体产生塑性不可恢复变形所需之能量的概念出发，利用弹性静力学公式计算附加应力沿深度变化，并取附加应力与自重应力之比为 0.2 处的深度为加固深度。

(二)能量法

左名麒(1986)[42]根据强夯冲击波在地基中传播和土对能量的吸收能力，给出强夯法的加固深度。这一公式可考虑土质的影响，但仍有一些重要因素未能反映，某些参数的取值也具人为性。

王钟琦等(1983)[43]假设强夯引起地面下的相关球体作简谐振动，根据有效加固深度内振动土体的能量消耗等于冲击能，推出加固深度公式。这一方法考虑了土体振动特性对加固深度的影响，但认为弹性变形能对加固地基有效不符合实际，以简谐振动代替土中的冲击波也缺乏依据，公式中某些参数难以确定。

此外，Smits 等(1989)[44]提出的计算塑性带(影响深度)的一维模型，该模型是基于冲击速度、锤的质量、接触面积、土的弹性极限、最大密度和密度比推出坑底下塑性带的深度表达式。此法中涉及一些不易确定的土参数，特别是夯坑深度不易获得，因此应用比较困难。

六、数值分析法[1][18]

钱学德(1983)[45]、赵维炳(1984)[46]、钱家欢等(1985，1986，1987)[47～49]依据室内试验结果建立了冲击荷载作用下土的应力—应变、孔隙水压力和渗流的经验方程，修正了 Scott 接触面应力公式，分别用集中质量法、有限差分法和边界元法对砂土和设置砂井的软粘土井进行了轴对称的和三维的强夯数值分析。由此可以求得土体的动力反映并按照某种标准来确定加固深度和相应的土性的变化程度，他们还初步给出了一些用于中小型工程设计的关系曲线。吴

铭炳(1989)[50]则利用 Dracker—Prager本构方程,采用三角形脉冲荷载进行了轴对称三维强夯数值分析,分析了土中应力、屈服过程、孔隙压力、土体变形和运动加速度。童小东(1995)[51]利用弹性本构方程和接触面上的位移条件用总应力法和三维问题求解了锤—土作用问题,得出了接触面应力分布和夯坑规律。李本平(1993)[52]利用 4 种常见模型和双线性模型,采用三角形脉冲接触应力,分析了轴对称下夯击次的土体反映和波的传播规律。

C.J.Poran 等(1992)[53]利用双屈服和多屈服面本构模型,考虑大应变对于砂土强夯进行了有限元分析,他们将计算成果与室内模型试验成果进行了比较并分析了影响成果的一些因素。

Y.K.Chow 等(1991,1992)[54]、[55]提出了粒状土中强夯分析的一维模型,他们在锤下取足够深的一个与锤径相同的柱体,将其视为无侧胀变形的柱体,用一系列弹簧和粘壶代替周围土的作用,利用数值分析法进行了求解。该模型能给出不同夯击次数后的夯坑深度,不同深度处的残余变形和密度、模量、内摩擦角的变化。

钱学德(1983)[45]还以波的传播理论为基础,提出了强夯法理论计算的数学模式,并阐述了理论计算方法和步骤。

赵维炳(1984)[46]继钱学德之后对软粘土在设置砂井的条件下推导了强夯理论计算数学模式。

帅方生(1985)[75]用加权余量法推导出瞬时弹性振动问题的边界方程,并将其应用于边界元求解强夯问题,求得了强夯时夯锤与地面的接触应力,并将计算结果绘制成平均夯击能—瞬时沉降量关系曲线,以供中小型工程施工时参考。

吴义祥(1985)[76]在冲击式动静联合三轴仪上进行了湿陷性黄土的强夯模拟试验。最后提出了一种确定夯后土层湿陷性消除深度计算的新方法。

陈东佐(1983)[77]通过 X 光衍射和扫描电子显微镜试验,分析研究了山西潞城湿陷性黄土的全矿物成份及其强夯前后主要物理力学指标的变化规律后,提出了黄土湿陷是包括架孔孔隙的存在和胶结程度差等在内的各种内因和外因共同作用的结果。通过微观结构的研究发现在加固效果最好的夯后土体中存在着旋涡状的微结构,这是强夯后土的工程力学性质得到显著改善的微观解释。

七、强夯法加固回填土地基[1]

回填土地基分布十分广泛,回填土种类也较繁多。我国在回填土地基上进行强夯已积累了大量的经验。如钱征、陈东佐、李广武等,对松散状态的粉质粘土和砂土混合物的回填料,经强夯加固后,地基承载力大于 400kPa。李广武对粉煤灰地基进行了强夯试验,承载力达到 240kPa。左名麒等用强夯法处理了弃碴填石地基,夯后用旁压仪检验,发现夯后变形模量比夯前大 2 倍。杨广鉴对回填碎石细砂地基进行了强夯,发现变形模量由夯前的 10.2MPa 增加为 51MPa。徐至钧对在丘陵地区 4～12m 厚度的新填土进行了强夯,填土为粉质粘土夹风化千枚岩块,夯后的 p_s 值 3m 以内由夯前的 0.44MPa 增加到 2.79MPa,深度 3～5m 范围由 0.417MPa 增加到 1.75MPa。

贵阳龙洞堡机场飞行区总长度 3 840m,宽度为 460m,场区挖填面平整面积约 1 766 400m^2,最大削方高度为 114.67m,最大填方厚度为 54m,挖填土石方工程量为 2 400m^3,属大面积、大块石、高填方地基,在国内外尚属罕见。设计前进行了强夯法处理大块石填筑地基试验,取得了成功,并在此基础上进行了 $5\times10^5 m^2$ 的强夯处理工程实践。强夯试验结果表明:大

块石填筑地基经中等夯击能量 3 000kJ 分层夯实,达到了密实、均匀;加固后地基变形模量由夯前的 274ＭPa 增加到 585ＭPa;加固后地基承载力标准值大于 700kPa。

长江三峡水利枢纽库区秭归新县城是为配合三峡工程的建设,由归州镇迁至剪刀峪,新县城回填砂分布较广,面积较大,其中松散回填砂面积为 132 860m^2,稍密回填砂面积为 133 000m^2,含架空块石回填砂面积为 16 580m^2,较均匀中密回填砂面积为 209 640m^2,密实回填砂面积仅 8 800m^2,最大厚度达 25～35m。按照规划布局,在回填砂地段建造多层房屋约 105 栋。采用强夯法进行处理,强夯试验结果表明:5m 以内的加固效果非常明显,比贯入阻力由夯前的 4ＭPa 提高到 10～20ＭPa,密实度由原来的松散状态提高到中密—密实状态;加固后地基承载力大于 200kPa,变形模量一般大于 11ＭPa。

八、强夯法加固湿陷性黄土地基[1]

陕西省建筑科学研究所、铁道部第一设计院、杨广鉴、王陵肖、程源隆、陈东佐、范维垣等对黄土进行了系统的研究,取得了丰富的经验。铁道部第一设计院在藏川铁路枢纽进行了强夯试验,采用 10t 夯锤,10m 落距,当夯击 10～15 次左右时,距地表 5m 内黄土湿陷性完全消失,5～8m 夯后的湿陷系数有明显的减少。将落距增大至 15～17m,并将夯击能加大一倍,10m 深度内的湿陷性完全消失。

九、强夯法加固饱和软粘土地基

对饱和软粘土能否采用强夯法加固,在国内外是有争议的,有较成功的经验,也有失败的例子。但是也有人在饱和软粘土中设置排水通道在进行强夯,取得了一定的效果。某机场场道地基为新近沉积的软粘土(淤泥质粉质粘土)和吹砂填方,地下水位离原地面仅 1m 左右,土层含水量高,属欠固结土。从 1996 年 9 月至 1998 年 10 月,共进行了四次强夯试验和一次堆载预压试验,最终选择强夯法对软粘土地基和吹砂填方进行处理。对强夯加固采用了多项措施:增加塑料排水板,改善土体的排水条件;增多遍数,减少每遍击数;逐步增加能量,从表层土至深层土逐层加固;考虑时间效应,保证有足够的时间。由于措施合理,$45\times10^4 m^2$ 的大面积强夯中没有出现“橡皮土”。经强夯加固后,吹砂层的 p_s 最大值达 8.29ＭPa,最小值为 3.72ＭPa,大部分集中在 5～6ＭPa 之间;淤泥质粉质粘土层的 p_s 由夯前的 0.25～0.7ＭPa,提高到 1.14～2.69ＭPa;强夯的有效加固深度在 5.2～8.8m 之间;地基容许承载力达到 138～156kPa,均大于 120kPa 的设计要求;强夯工后沉降经历五个月观测,其最大沉降均不超过 10mm,远小于 50mm 的设计要求。

十、强夯效果检测[18]

由于强夯问题的复杂性和现有设计计算理论的不完善,预测性评价的结果必须由现场检测来确认。检测包括施工过程中的监测和夯后地基的质量检测。

一些学者提出了利用夯击过程中的观测成果来确定加固效果的方法。在确定加固深度的方面,日本坂口旭等根据能量原理建立了夯坑深度和底面应力峰值的关系,据夯坑深度即可确定底面应力峰值,按长方形荷载下应力分布的弹性静力学公式可求得应力沿深度的分布,取应力与旁压屈服压力相等处的深度为加固深度。方永凯(1991)[57]利用附加质量的集总参数法,视参振土体为柱体通过夯锤的运动方程求得了夯锤的运动方程和其最大值 y_{max},当实测夯坑深度最大值与 y_{max} 相等时,所对应的参振土柱高即为加固深度。在确定加固程度方面,Y. K.

Chow 利用一维波动方程来描述锤土相互作用,利用实测夯锤加速度记录可测定锤下土的加固情况。J.A.Briand (1990)[58]利用打击静止于夯坑的夯锤时夯锤的反应来分析锤下土的刚度,以检测是否已达到设计要求和是否还需要继续夯击。C.J.Poran 提出了动力沉降模量(Dynamic Settlement Modulus,DSM)的概念,根据 DSM 与密度 ρ 和模量 E 的关系,可由加速度时程来评价土的夯实情况。董耀还总结了某次工程中的夯后承载力与平均夯沉量的关系。

此外,现场实测动应力、动位移、动孔压也可作为加固深度和可能改良程度的一种间接指示。

在加固地基的检测方面,常用的有标准贯入试验(SPT),静力触探试验(CPT),旁压试验(PMT),静力载荷试验,十字板试验,波速试验,室内土工试验。

最近,D.S.Kim(1997)[61]提出了一种强夯加固效果检测的 SASW 法,该法包括用各种频率的表面波速法来确定 V_s 剖面和不同密度(e_0)、侧限 σ_0 下的共振柱试验确定 $V_s - e_0 - \sigma_0$ 关系,由此确定夯前、夯后的孔隙比变化。

十一、进一步有待研究的问题[18][63]

(1)发展强夯法的设计理论与方法,改变目前以经验和现场试验为主的状态。

(2)深入研究在强夯时的冲击荷载作用下,土的动力性质及其影响因素。

(3)强夯法的有效加固深度主要取决于锤重、落距、地基土的性质、地下水位、锤底面积、夯击次数等,也与有效加固深度标准有关。关于有效加固深度标准,应根据不同地基不同加固目的而有所不同:粉细砂地基以抗地震液化为主要目的,可以取经强夯后不再发生地震液化土层的最大深度;湿陷性黄土地基,可以取强夯后不再具有湿陷性黄土土层的最大深度;而对于其他以减小地基沉降为目的的地基,按建筑地基规范关于压缩层厚度的规定,取每米厚土层压缩量占强夯时地面总平均沉降的 2.5% 之土层深度。

(4)研究强夯时地基表面的硬壳层或人工垫层的合理厚度。

(5)研究强夯法加固效果的预测性评价方法;特别需要研究夯点布置与间距、夯击遍数与间隙时间等对夯击效果的作用。

(6)发展可供信息化施工的方法用的强夯效果检测方法,使试验和施工参数更快地得以调整。

第四节 排 水 固 结

我国沿海地区和内陆河流谷地分布着大量的软土,其特点为含水量大、压缩性高、透水性差、强度低,为确保工程的安全和正常使用,必须进行地基处理。预压法是处理这种软基的有效方法之一。预压法分为堆载预压和真空预压两类。堆载预压法是历史悠久、行之有效的处理方法,该法于 1943 年首次在美国用于处理沼泽地段的路基,取得满意的结果,其后在世界各地得到推广。我国于 1953 年首次将砂井堆载预压应用于加固船台地基,以后推广至水工建筑、工业与民用建筑、铁路路基、港湾工程和油罐的软基中,都获得较好的效果。在处理较厚软基时,该法必须辅以在软基中插入垂直排水通道,即所谓的砂井—堆载预压法,由于砂井用砂量大,在砂源不足或砂价昂贵的地区,常使造价增加,兼之打入设备笨重,施工费用高。为此,在 1979 年研制成功袋装砂井,1981 年开发成功塑料排水带。塑料排水带具有重量轻、运输方便、所需施工设备简单、功效高、劳动强度低、施工费用省、产品质量稳定和排水效果有保证、对

土层的扰动性小、适应地基变形的性能好等优点,故塑料排水带—堆载预压法发展很快将堆载预压法推向新的高潮。根据土质情况分为单级加荷和多级加荷,根据堆载材料分为自重预压、加荷预压和加水预压。预压法可以解决以下两个问题。

1. 沉降问题。使地基的沉降在加载预压期间大部分或基本完成,使建筑物在使用期间不致产生有害的沉降和沉降差。

2. 稳定问题。加速地基土的抗剪强度的增长,从而提高地基的承载力和稳定性。

对沉降要求较高的建筑物,如冷藏库、机场跑道等,常采用加荷预压法处理地基。待预压期间的沉降达到设计要求后,移去预压荷载再建造建筑物。对于主要应用排水固结来加速地基土抗剪度的增长和缩短工期的工程,如路基、土坝等,则可采用自重预压法利用其本身的重量分级逐渐施加,使地基土强度的提高适应上部荷载的增加,最后达到设计荷载。[1][10]

一、堆载预压法[8]

堆载预压是通过增加土体的总应力,并使超静水压力消散来增加其有效应力,使土体压缩和强度增长。而真空预压则是在总应力不变的条件下,使孔隙水压力减小,有效应力增加,土体强度增长。对于在持续载荷下体积会发生很大压缩和强度会增长的土,而又有足够时间进行预压时,这种方法特别适用。堆载预压法适用于淤泥质土、淤泥和充填土等软土地基。兹将预压法的部分工程实例列于表 8-11,从中可以看出,该法主要用于堆场、港区陆域、机场、市政和建筑等工程。

瑞士日内瓦高速公路 Confignon 隧道,双洞,每一洞为双车道。为了防止滑坡和减少噪声而修建该隧道。该隧道南端开挖回填部分长 32.5m,回填部分是几米厚的填土。工程位于不同压缩性的粘土和粘质粉土上,在地面下 12m 范围内为超固结土,之下为正常固结土,随深度增加轻度超固结。如果不对地基土加固,在最终荷载作用下,估计沉降在几十年时间里将达到几十厘米,这对工程来说是决不允许的,因此在隧道施工前应加速地基土沉降。采用预压法处理该段地基,从 1987 年 10 月开始,1989 年 7 月完工。隧道工程则于 1989 年 7 月开工,1992 年 6 月完工。高速公路于 1993 年 6 月投入运行。预压期的沉降为 28～34cm,卸载后回弹量为 9～11cm,预计使用期间的附加沉降边缘为 6cm,中心点为 5cm。工程的施工计划限制了预压时间,因此必须用竖向排水体加速地基土的固结,在最初预压—排水系统的设计中,预压荷载为设计荷载的 1.5 倍,排水体间距 4.0m,在 12 个月内可达到要求的沉降量,而同时地基又不失稳。预压 12 个月后的计算固结度为 66%,最终设计排水体间距减小到 3.5m,这样在预压结束固结度可达到 76%。填土高度 3～10m 不等,平面 33 000m^2,总共用去填土 150 000m^3,填土从 1987 年 10 月开始施工,1988 年 4 月完成,维持荷载至 1989 年 4 月结束,使用的是 Desol 排水体,宽 95mm,厚 2mm,在 0.6 梯度下排水能力 1.6l/min,总共用去 4 221 根排水体,总进尺112 500m。

加塑料排水带的堆载预压法应用实例[8]　　表 8-11

工程名称	土质情况	加固面积×10000(m^2)	塑料排水带			荷载(kPa)	效果			
			布置方式	间距(m)	长度(m)		沉降(cm)	固结度(%)	承载力(kPa)	十字板强度(kPa)

续上表

工程名称	土质情况	加固面积×10000（m²）	塑料排水带			荷载（kPa）	效果			
			布置方式	间距（m）	长度（m）		沉降（cm）	固结度（%）	承载力（kPa）	十字板强度（kPa）
深圳皇港口岸一期工程	表层填土0.5～1.3m，其下为0.5～13.4m的淤泥质粉质粘土	24	正三角形	1.0	7～13		130.9	97	109（提高一倍）	
利港电厂煤场	地表为软塑粉质粘土1.4～1.7m，下为2.4～3.7m淤泥质粉质粘土	7	正三角形	1.4和2.0	5	107	42	91	从50提高至110	
蛇口工业区三突堤集装箱码头堆场	淤泥厚12.6m	20	正方形	0.9和1.1	14.5～15	150	328.65（东区）241.71（西区）	93.9 85.2		从7.1提高至25.3～30.3
天津新港四港池后方	地面下17m属淤泥质粘土和淤泥质粉质粘土	0.125	正方形	1.3和1.6	10	68			增加一倍	
莘松高速公路	表面人工填土1.3～2.5m，下为粉质粘土8.5～10m	0.6	正三角形	1.5 3.0 4.5	12	填土3m	78			
珠江电厂厂区	厚20m以上的淤泥	30	正方形	1.5	20	120	236.3	94.9～96.7		加荷90天从22提高至38
淑江市石油公司和物资公司办公大楼两栋	20～30m的高压缩性土	二栋10层楼	正方形	1.3	16	楼房自重预压	62	80		
镇江大港木材中转陆库	上层为淤泥质粉质粘土和粉土最厚处为10m，其下为灰黄色和灰色粉质粘土	3.3	正方形	1.5 3.0 4 5和6.0	10					
天津新港东突堤北侧	表层吹填3.2m淤泥和淤泥质土，其下为18m厚海相沉积淤泥和淤泥质土	24	正方形	1.5	12.5和16.5	75	125.9	89	从22提高至70	

在软土地基上建造油罐时，对于软粘土夹粉细砂薄层的'千层糕'状土层，它本身具有良好

的水平向透水性,采用充水预压法加固油罐地基,可取得较好的效果。上海高桥石化公司上海炼油厂利用软土薄层粉砂水平向渗透固结特性,并联合碎石桩和塑料排水板建造 5 000～100 000m^3浮顶油罐,取得了很好的经济效益和社会效益。1998 年上海高桥石化公司利用碎石桩、塑料排水板与充水预压法综合处理两个同时建造的 100 000m^3 浮顶油罐,油罐直径 80m,两罐间距 43m,基底压力为 277.4kPa,两个油罐同时处理,同时充水。碎石桩直径 600mm,采用沉管法施工,桩长采用 15～20m 的变桩长布置,塑料排水板深度 28m。碎石桩加固后复合地基承载力达 160～200kPa,远远大于设计要求的 120kPa。1999 年 8 月 24 日完成碎石桩施工,1999 年 6 月 8 日开始进水,1999 年 9 月 4 日充水到顶,实测固结度达 65%～80%,1999 年 10 月 27 日开始放水,罐中心沉降约 1.5m,罐周沉降 1.1m,沉降均匀,由于措施得当两罐的相互影响较小。该工程创下了在软土地基上利用碎石桩、塑料排水板联合充水预压法处理 100 000m^3 浮顶油罐的先例,比桩基方案工节省造价约 4 000 万元,实际建设工期比计划提前了 1 个月。

二、真空预压法

(一)国外的技术发展与水平

真空预压法最早是瑞典皇家地质学院杰尔曼教授(W. Kjellman)于 1952 年提出的,杰氏报导了他所作的五组现场试验情况,他采用 0.3mm 厚的聚氯乙烯薄膜,但 1 个月后薄膜变脆并有裂口,后改用橡皮膜,也因连接处的密封不好解决和价高,故以后一直没再进行试验。随后有关国家相继进行了探索和研究,皆因密封问题未能很好解决,又未研究出合适的抽真空装置,故不易获得和保持所需的真空度,因此未能很好的用于实际工程。同时在加固机理方面也进展甚少。

该法最早用于 1958 年美国费城国际机场跑道扩建工程中,该工程建于淤填的沼泽边缘地带,表层为 1.5～3m 厚的疏浚河道时吹填的粘土和淤泥,下面为 4.5～6m 厚的粘质粉土和粉质粘土,中间夹有薄的细砂透镜体,加固面积为 760m×180m,共打设 595 根　305mm 的砂井和 15 口　760mm 的深水井(井深 21m),采用真空深井降水和砂井联合作用,抽真空 40d,其中 18d 真空度达到 381mmHg(相当于 50kPa 等效荷载)。日本东北地区新干线,坐落在厚 12～13m 的泥炭土和混有有机物的淤泥土上,打设间距为 80cm 的纸类,采用尼龙焦油防水布作为覆盖薄膜,在薄膜边缘的沟槽中打设钢板桩并注入 14% 的膨润土溶液,使表层真空度达 494mmHg,但费用很大。日本中部武来火力发电站的试验工程,面积 1200m^2,插设纸带,橡胶膜覆盖,用 2 台 11kW 的真空泵连续抽气勉强保持 400mmHg 真空度。1974 年芬兰技术研究中心在赫尔辛基东郊进行真空预压,插设塑料排水带。由于抽出的大部分水是从试验区外或从透水的底层流入,因此未获得预期效果。1983 年苏联报导了亚美尼亚州发生了 8 万 m^2 的大滑坡,采用真空度达 684mmHg的真空泵,抽气 15～35d,土体间的凝聚力提高 8%～10%,裂缝停止了,土体稳定了。1983 年曼谷第二国际机场进行了堆载、真空、降水三种地基加固试验,证明采用砂井加真空来加固曼谷粘土是可行的。法国西部 A837 公路横穿 3 处沼泽地,面积 55 300m^2,抽真空 3 个月允许路堤填高 6m,施工期沉降 1.7m,预计今后三十年的残余沉降为 10cm。美国纽马克湾开挖面积 14 万 m^2 深 20m 的大坑来埋葬被污染的疏浚材料,进行了真空预压法等四种方案的试验,实践证明,该法的效果最好,单价最低。瑞典于 80 年代在斯德哥尔摩南某道路工程中成功的进行了真空预压试验,实测真空度为 646mmHg,固结度为 85%。1991 年日本报导了在含水量达 200%～300%的吹填土中采用水平排水真空预压法处

理地基的实例,处理后,土的含水量可降到流限的90%左右。

国外进行的机理研究,只解决了最终效果,如W.Kjellman于1952年提出的一维问题最终效果,1973年美国的威廉等人用流网解二维问题,1983年苏联的Fer-Mertirosyan采用拉普拉斯方程求解,两者解决的都是最终效果,属于稳定渗流问题。随后日本小林正树用有限元解三维问题,也是最终效果。而工程最关心的是经过有限时间能否达到预定加固效果问题,长期未获解决。

(二)国内的重要进展

我国在20世纪50年代末和60年代初也对该法进行过研究,如1957年哈尔滨军事工程学院进行了室内外的试验,1958年天津大学开展室内试验来探讨效果,上述试验研究仅在理论上进行一些探讨和定性的取得一些效果。1960年同济大学、南科院在上海进行了小型现场试验,打设Φ14cm间距1m的砂井,用2mm厚的橡皮布作为覆盖薄膜,泵上最大真空度达680mmHg柱,但地面没有明显的沉降,橡皮布又贵又重,成本很高。1961年天津港务局进行了4m×12m的现场试验,打设Φ20cm,间距分别为0.8、1.0、1.2m的砂井,用粘土作覆盖膜,泵上真空度仅200mmHg柱。由于当时缺乏合适的抽真空设备和覆盖材料,工艺和理论上也未解决,故该法被搁置起来。

根据港口发展规划,沿海的大量软基必须在近期内得到加固,为此于1980年起开展了真空预压法的研究,从改进工艺、更新设备、弄清机理、提高加固效果和推广使用等方面进行了研究。1985年通过了国家鉴定,获得国家"六五"科技攻关奖。评语为:"该法在国内首次应用于大面积软基加固并获得满意的技术经济效果,技术可靠,有新的发展,经济效益和社会效益明显,填补了国内空白,在真空度和大面积加固方面处于国际领先地位。"其膜下真空度达610~730mmHg,相当于80~95kPa的等效荷载,历时40~70d,固结度达80%,承载力提高到3倍。目前单块薄膜面积已达30 000m^2,1982~1998年间,我国采用真空预压法加固地基的面积已超过300万m^2,得到满意效果。1983年起开展了真空—堆载联合预压法的研究,开发了一套先进的工艺和优良的设备,并从理论和实践方面论证了真空和堆载的加固效果是可以叠加的,已在50多万m^2软基上应用。该法已多次在国际会议上介绍,外国同行给予很高的评价,认为中国在这方面创造了奇迹。为提高效果和缩短工期,1988年起开展了真空—电渗联合加固的模型试验,发挥了二者各自的优势,其强度为真空预压的2~5倍,工期可缩减21%。为适应改革开放的需要,已将该法移植至含水量为100%以上的超软地基中,开展了超软地基的真空预压法,开发了一套适合于超软土地基的施工工艺和设备。1986年某新吹填的超软土地基加固工程的国际招标中,该法以廉价优质一举夺魁,为祖国争得荣誉。现该法已在60多万m^2软基中使用,效果良好。为扩大使用范围,开展了水下真空预压法的研究,开发了一套相应的设备和工艺,获得比陆上更好的加固效果。

真空预压法适用于能在加固区形成(包括采取措施后能形成)稳定负压边界条件的软土地基,如淤泥质土、淤泥、素填土和冲填土等。实际工程表明,对于砂层和粉煤灰,采取措施后也能获得所需的真空度。表8-12为真空预压法加固软基的工程实例。

在机理研究方面,我国开展了室内模型试验,正负压对比试验、轴对称和三维真空固结试验和离心模型试验,分别用弹性模式,剑桥模式和南水模式进行分析,用差分法、有限元法和边界元法进行计算,研究表明真空预压是在总应力不变的情况下,伴随孔隙水压力降低,有效应力增加的过程,这就是土体的固结过程。据此提出了设计计算方法,一般工程问题可采用弹性模式,对于重要工程可同时采用更复杂的应力应变模式进行对比计算。真空预压法的计算方

法已列入上海市地基处理技术规范中。

（三）真空度的分布及真空预压的有效深度

实践表明，采用现在的工艺和设备，抽气3～10天，膜下真空度即可达到600mmHg柱以上，相当于80kPa的荷载。抽气后中心和四角的真空度相近，说明真空度在加固区各点分布均匀。真空度随着深度的增加逐渐减小，这是因为真空度是通过塑料排水带从地面传递至地基深处，而塑料排水带存在一定的井阻造成的，如汕头港集装箱软基加固，塑料排水带的插入深度为24.9m，真空度从上到下的分布为88.6～71.6kPa，平均每米损失0.68kPa。若要提高深层的真空度，必须减小井阻。塑料排水带的井阻较 7cm袋装砂井小，故在深层加固时应采用塑料排水带真空预压法。如上所述，可知真空度可传递至塑料排水带的底部，此即真空预压的有效深度，也可以说，塑料排水带的插入深度，就是真空预压的有效深度。这是因为真空预压中的抽真空与真空抽水不同，它并不是通过在排水通道中形成水头差来吸水，而是靠排水通道的传递真空作用，在地基中的孔隙水中造成水头差把孔隙水挤入排水通道，汇集于排水通道中的水无需用动力抽出，它会由排水口自然溢出。

真空预压加固软基的应用实例[8]　　表8-12

工程名称	土质情况	加固面积	塑料带或袋装砂井			等效	效果			
		×10000 (m^2)	布置方式	间距 (m)	长度 (m)	荷载 (kPa)	沉降 (m)	固结度 (%)	承载力 (kPa)	十字板强度 (kPa)
天津港四港池后方	表层0.5～1.0m回填土下为2～3m人工充填土，再下为12m淤泥和淤泥质土	5.6	正方形	1.3～1.8	10～15	80	64～70	80	176（原为66）	28（原为12）
天津港东土堤辅建区	表层2～3m新充填土，其下为20m淤泥或淤泥质粘土	20.6	正方形	1.3	12.5	80	86～109	65～80	85	22
天津新港东突堤	表层新吹淤泥4.5m，下为7.5m淤泥，淤泥质粘土再下7m饱和软粘土	48	正方形	1.3	20～23	97（真空+堆载）	131	91		26.7（原为4.55）
连云港碱厂	地表60m素填土，下为10m滨海相沉积淤泥	16	梅花形	0.9～1.2	10	87	70	70	73（原为31）	84（原为10）
上港14区集装箱堆场试验区	表层3.25m辉煌色粉质粘土下为4m厚灰色粉土，下为17m厚灰色淤泥质粘土	2.5	正方形	1.5	25	104（真空+堆载）	60	65	静力触探 q_c = 2 300（原为1 200）f_s = 30（原为10）	

<table>
<tr><td>福州煤码头斗轮机基础</td><td>表层3.7m厚淤泥，下为淤泥和淤泥黏质土，厚度不等</td><td>0.6</td><td>三角形</td><td>1.0</td><td>8～25</td><td>117（真空＋堆载）</td><td>98.7</td><td>83</td><td></td><td>25（原为3.6）</td></tr>
<tr><td>连云港庙煤码头西侧吹填区</td><td>表层为0.5～0.7m铁板砂，下为4m厚淤泥</td><td>0.5</td><td>正方形</td><td>1.0</td><td>10</td><td>80</td><td>85.6</td><td>80</td><td></td><td>19.5（原为3.6）</td></tr>
<tr><td>南宁机场跑道</td><td>表层为2.7m厚的混角砾粘土，下为0.8～8.5m淤泥质粘土</td><td>1.8</td><td>梅花形</td><td>1.0</td><td>打至软土层面下0.5～1.0m</td><td>80</td><td>77</td><td>95</td><td colspan="2">回弹模量
42～62MPa</td></tr>
</table>

续上表

工程名称	土质情况	加固面积	塑料带或袋装砂井			等效	效果			
		×10000 (m^2)	布置方式	间距 (m)	长度 (m)	荷载 (kPa)	沉降 (m)	固结度 (%)	承载力 (kPa)	十字板强度 (kPa)
济南遥墙机场跑道	表层为 3m 粉沙层,下为厚度大于 18m 的粘性土	15.6	正方形	1.3	12	80	35.4	95		66.7 (原为 28.1)
中科院上海分院试验楼	表层 1m 杂填土,下为厚度大于 18m 的淤泥粘质土和粉质粘土	0.2	正方形	1.2 1.8	17 15	80	57.9 37.7	80		150 (原为 90)

(四)加固效果

真空度越高,等效荷载越大,加固效果也就越好。实践表明,真空度的大小与单块加固面积的大小密切有关,见表 8-13。

膜下真空度与加固面积的关系　　表 8-13

加固面积 F(m^2)	264	900	1 250	2 500	3 000	4 000	10 000	20 000
周边长度 S(m)	70	120	143	205	230	260	500	900
F/S	3.77	7.5	8.74	12.2	13.04	15.38	20	22.2
真空度(mmHg)	515	530	600	610	630	650	680	730

为取得好的加固效果,在可能情况下应尽量加大加固时的单块面积。真空预压和真空—堆载联合预压时,土体都产生向着预压区的水平变形,促使土体进一步密实。当地面沉降量相同时,该法可获得较其他方法为高的土体密实度和承载力,见表 8-14。

加固前后的容许承载力和变形模量　　表 8-14

板类型	0.5m^2 载荷板			4m^2 载荷板		
项目	加固前	加固后		加固前	加固后	
		真空预压	堆载预压		真空预压	堆载预压
容许承载力(kPa)	$p_{0.02}$	$p_{0.02}$	$p_{0.02}$	$p_u/2$	$p_u/2$	$p_u/2$
	74	221	104	334	120	77
变形模量(MPa)	2.89	8.63	3.90	2.61	18.74	7.01

注：$p_{0.02}$为沉降相应于载荷板 0.02 倍边长时对应的载荷,p_u 为极限荷载。

真空—堆载联合预压时效果的叠加问题。真空是负压,堆载是正压,二者的效果是否能叠加,这是人们关心的问题,通过表 8-15 至表 8-17 所列的沉降量、承载力、变形模量、十字板强度的变化可以看出,效果是可以叠加的。

真空—堆载联合预压时的沉降量[8]　　表 8-15

序号	真空度 (mmHg)	堆载 (kPa)	真空—堆载的总沉降量(cm)	真空的沉降量 (cm)	堆载的沉降量 (cm)
1	610	53.9	131.2	77.7	53.5

续上表

序　　号	真 空 度 (mmHg)	堆　　载 (kPa)	真空—堆载的总 沉降量(cm)	真空的沉降量 (cm)	堆载的沉降量 (cm)
2	610	40	65	45.5	19.5
3	610	49	98.8	51.7	47.1

加固前后的承载力和变形模量[8]　　表 8-16

板　类　型	$0.5m^2$			$6.76m^2$		
项目	加固前	真空后	联合后	加固前	真空后	联合后
容许承载力(kPa) 变形模量(kPa)	74 2 890	— —	250 10 000	60 2 340	168 6 540	200 8 070

加固前后十字板强度的变化[8]　　表 8-17

深　　度(m)	土　　名	加固前(kPa)	真空后(kPa)	联合后(kPa)
2.0～5.8	淤泥夹淤泥质粉质粘土	12	28	40
5.8～10.0	淤泥质粘土夹粉质粘土	15	27	36
10.0～15.0	淤泥	23	28	33

三、塑料排水带[8]

塑料排水带的当量换算直径 D_P 计算式中的 α 值应通过试验求得。塑料排水带的排水能力和排水带受到的侧向土压力、排水带的扰度及排水体内的水头损失有关。完全不考虑排水体内的水头损失时,α 可取 1。但瑞士 Kjellman 认为带状排水带在径向的排水效果比圆形低,需乘上一个形状系数 α。有关文献提供的 α 值见表 8-18。

根据近几年国内外的工程实践和试验研究结果,对标准型塑料排水带,其加固软基的效果与直径 7cm 的袋装砂井至少相同,1990 年 7 月在黄山召开的塑料排水法加固软基技术研讨会建议 α 取 1。Holtz 等也认为换算系数采用 Hansbo(1979、1981)的取值,即 α=1 推算当量换算直径 D_p 是合适的。

α　值[8]　　表 8-18

α　值	资 料 来 源	备　　注
0.6～0.9,一般 0.75	松尾新一朗	《土值方法加固手册》
0.75	卡尔斯坦尼	福冈正己 《最新软土地基处理方法》
0.75	福冈正己	
1	Hansbo,Jamiolkowski and Kok	《Consoliidation by vertical drains》
1	Mitchell and Katti	第十届国际土力学及基础工程会议水平报告
1	曾锡庭	《塑料带排水法在加固工程中的应用》
0.6～0.9	赵九斋	《几种软基加固方法的效果对比》
1	叶柏荣	《超软地基的加固技术》
1	Runeson Tagnfors And Wiberg	有限元计算
1.43	上海铁路局科研所	《SVD 塑料排水带在软基处理中的应用》

四、变形计算[8]

如果忽略土的次固结变形,则在建筑物荷载作用下,压缩土层的总变形由瞬时变形和固结变形两部分组成。瞬时变形是由土的侧向变形引起的变形,固结变形则是由于空隙水的排出而引起的变形。建筑物的荷载面积一般都是有限的,严格的说,固结变形采用三向压缩分层总和法计算。但工程上一直沿用比较简单的单向压缩分层总和法计算,然后乘上经验系数 ψ_s 得到最终竖向变形。经验系数 ψ_s 考虑了瞬时变形和其他因素的影响。根据多项工程实测资料推算,正常固结粘土的 ψ_s 值列于表 8-19。

经 验 系 数 ψ_s[8] 表 8-19

序号	工程名称		固结沉降量 S_c(cm)	最终竖向变形量 S_f(cm)	经验系数 $\psi_s = S_f/S_c$	备注
1	宁波试验路堤		150.2	209.2	1.38	砂井地基,S_f 由实测曲线推算
2	舟山冷库		104.8	132.0	1.32	砂井预压,压力 = 110kPa
3	广东某铁路路堤		97.5	113.0	1.16	
4	上海金山油罐	罐中心	100.5	138.9	1.38	罐容量 10 000m^3, P = 164.3kPa; 罐边缘沉降为 16 个测点平均值; S_f 由实测曲线推算
		罐边缘	65.8	91.0	138	
5	上海高桥石化油罐	罐中心	76.3	111.1	1.46	罐容量 20 000m^3, P = 210kPa; 罐边缘沉降为 12 个测点平均值; S_f 由实测曲线推算
		罐边缘	63	76.3	1.21	
6	帕斯科克拉炼油厂油罐		18.3	24.4	1.33	p = 140kPa; S_f 为实测值
7	格兰岛油罐		48.3 47.0	53.4 53.4	1.10 1.13	S_f, S_c 均系实测值
8	芝加哥马逊尼克教堂		22.9	25.4	1.10	S_f 为实测值

五、研究现状[63]

排水固结预压法是一种行之有效的地基处理方法。近几年袋装砂井和塑料排水带大量地在沿海城市造陆工程、港湾工程、软土地基机场跑道、高速公路和大型油罐地基工程中应用,无论在理论和施工技术上都积累了大量的研究成果和工程实际经验,主要体现在以下几个方面:

1. 从采用砂井加速地基的排水固结和强度增长,提高地基承载力和稳定性为主要目的,到进一步应用预压法加速地基沉降发展,消除和减小工后沉降为主要目的,从而发展了消除变形与控制变形的技术与方法。温州机场和宁波机场跑道采用有效应力面积比法控制超载预压,成功地降低了该工程的工后沉降。广汕和深汕高速公路采用真空预压和堆载预压联合使用,有效减少了超载土方量,并获得良好的效果。

2. 由于袋装砂井和塑料排水带的广泛应用,它的长径比(打入长度与直径之比)较大,平面布置间距较小,应用不考虑井阻和涂抹影响的巴隆(Barron)固结理论指导设计与施工已感不足,推动了考虑井阻和涂抹影响的非理想井固结理论在工程上的应用,并已在新编制的《塑料排水带地基设计规程》(水利出版社,1998)中得到反映。

3. 大量的现场观测和监测控制工作推动了监测控制技术和信息化设计和施工的发展。利用加荷过程中的荷载增量与孔隙水压力增量的线性转折,配合沉降速率有效控制地基稳定性。利用三模式法预测最终沉降,并反演固结参数,比较客观地反映了实际沉降的过程,较好地应用于控制地基的沉降发展。

4. 陈永辉、赵维炳等[78]对土工织物与塑料排水带用于电厂灰坝地基处理的计算方法进行了研究,建议了一种土工织物的本构模型,对砂井转化成砂样的相关问题进行了探讨,分析了土工织物在软基加固中的作用效果,认为土工织物可提高灰坝填筑过程的安全系数(约7%)。

六、几个有待研究的问题

1.研究土的结构性对施工扰动的影响,如深汕高速公路为结构性很高(灵敏度较大)的软粘土,施工扰动实测的结果强度降低了(50～60)%,引起的附加沉降高达10%～15%。而在一般沿海沉积的淤泥质粘土中(浙江沿海软土),尚未发现施工对土的扰动引起较大的附加沉降。汉斯堡(Hansbo)的研究也发现施工对土的扰动与土的结构性有关;

2. 研究排水带(砂井袋)的加筋作用对地基稳定性的影响。如深汕高速公路按天然地基强度求得的极限填土高度约为3.0m,考虑施工扰动影响使强度下降后极限填土高度约为1.5m,而实际情况却为施工期3～4个月路堤填筑高度即达4～5m,说明排水带(砂井袋)的加筋作用也是明显的;

3. 地面砂石透水垫层的合理设置。沿海或沿江地区,砂石材料往往单价较高,为节省工程造价很自然地要求尽量减少砂石材料用量,因此合理确定垫层厚度尤其重要;

4. 研究工后沉降分析。要合理地分析计算工后沉降,必须对软粘土的力学性质有深入的了解,且计算时要全面考虑各种因素的影响,计算方法要满足合适的精度要求;

5. 研究排水固结预压法与真空预压相结合的处理方法,以提高加固后的地基承载力和减少工后沉降。

第五节　碎(砂)石桩

碎石桩(Stone Column)和砂桩(Sand Pile)总称为碎(砂)石桩,又称粗颗粒土桩(Granular Pile),是指用振动、冲击或水冲等方式在软弱地基中成孔后,再将碎石或砂挤压入已成的孔中,形成大直径的碎(砂)石所构成的密实桩体。

一、碎石桩

据Hughes和Withers(1974)的资料介绍,碎石桩最早始于1835年,在法国Bayonne地区建造兵工厂车间时曾使用过,但后来被人们所遗忘。直至1936年,由德国S.Steuerman提出用振动水冲法(Vibroflotation)(简称振冲法)挤密砂土地基。50年代末,振冲法开始用于加固粘性土地基,并成为碎石桩。随着时间的推移,Juran等(1988)认为碎石桩代表施工过程的最后结果。[8][13]

振动水冲法,简称振冲法,是利用振冲器强烈振动各压力水冲贯入到土层深处,使松砂地基加密,或在软弱土层中填入碎石等无凝聚性粗粒料形成强度大于周围土的桩柱并和原地基土组成复合地基,提高地基强度的加固技术。

1937年德国凯勒公司(Keller)按斯图门(Steyerman)设计制造出具有现代振冲器雏形的机具,并用于柏林市郊一幢建筑物地基。处理深度7.5m,处理后砂基相对密实度由原来40%提高到80%,承载力提高1.0倍。斯图门到美国后,1944年成功加密了安德斯坝基(Enders),并得出振冲法可以有效地提高砂基相对密实度的结论。振冲法加密砂基的有效性和经济性越来越为人们所承认。

50年代末和60年代初,德国和英国相继把振冲法用来加固粘性土地基。如在德国纽伦堡有个工程,地基中有一层软粘土,施工时先在地基中利用振冲器造2.0m深的孔,填入块石再用振冲器将块石振捣密实。软粘土地基经过这样处理后承载力显著提高。目前国内外已广泛采用振冲法制造碎石桩加固软粘土,并取得良好效果。

日本是多地震国家,1957年引进振冲法,并作为砂基抗震防止液化的有效处理措施被广泛优选采用。

目前国外许多大型地基工程,如美国箱峡水电站、斯本索火电厂、卡尔隆原子能电站,埃及的阿斯旺大坝体水下吹填砂的加密,尼日利亚杰巴电站坝基,加拿大依斯曼坝坝体水下冰碛砾石加密,喀麦隆共和国拉格都水电站坝体水下回填粗砂砾加密等均采用了振冲法处理。振冲碎石桩处理的软粘土地基,如英国底斯港料罐、汉敦港料罐(直径16~66m)、美国庞德雷湖公路以及大批工业与民用建筑。

我国于70年代中期引进振冲法加固技术,江苏省江阴市振冲器厂已正式投产系列振冲器供应市场。二十多年来中国在大坝、道路、桥涵、大型厂房及工业与民用建筑地基上广泛用振冲法加固。如在十字板强度低于20kPa的软粘土地基,在含水量达206%的淤泥、泥炭地基采用振冲法加固都有成功的实例。

(一)振冲法加固深水下软基[72]

1985年,交通部一航局科研所在烟台港进行了距岸边数百米远18m深海水下用振冲法加固水下软粘土地基的试验,解决了水下振冲施工机具配制、施工工艺、填料机具以及海上振冲定位及水下载荷试验装置、试验方法等许多问题,取得了深水下振冲施工和测试的技术经验。

1989年以来,交通部二航局在广州新沙港区码头(长1 100m)和深圳盐田港码头(长850m)工程水下软基处理中,用并列悬挂8台或12台振冲器的水上施工驳船,采用振冲法挤密14~16m深水下挖除淤泥加填的中、粗砂或砾、粗砂。振冲后水下松砂的相对密度由原来的30%~50%提高到70%~90%,标贯击数提高3.2~5倍。工程竣工后3个月码头沉降仅40mm左右,其海面深水下振冲加固技术已达到国际领先水平。

(二)振冲法加固高层建筑软基[72]

1985年烟台采用振冲法成功加固33m高的公共建筑。1986年又用振冲法加固了18层的交通大厦地基,加固后复合地基承载力达到420kPa,仅28天施工完毕,振冲费用为预制桩的40%,主体建成时最大沉降量仅8mm。1987年烟台经济开发区深厚软弱地基拟建逐加层20层的工贸大厦,该工程原设计用预制桩处理,费用昂贵,改用振冲碎石桩加固后,费用为预制桩的30%,主体建至一半时沉降不到20mm,建成21层,总高78.5m,主体建成后观测7年累计最大沉降量45mm,最小39mm,3年时间沉降已稳定。这是国内用振冲法加固软基的最高一幢建筑。1987年秦皇岛采用振冲法加固14层的电业大厦,天津、成都也在振冲地基上修建了12~16层民用建筑。

(三)振冲法用于基础纠偏[72]

江宁煤气公司在不均质地基上建造了一台10 000m^3低压湿式螺旋气罐,充水到第7级

时,东南与西北向差异沉降达到108mm,推算充水完毕差异沉降将达147mm,南京水科院用振冲器在气罐环梁外侧打钻孔,增加沉降,达到纠偏的目的,为以后根据具体情况使用地基振冲纠偏技术开了先例。

(四)振冲碎砖桩[72]

为了解决石料缺乏和降低工程造价,德州地区建筑公司等单位1989年在建造德州天衢路住宅小区七幢4~6层住宅楼时,采用建筑垃圾碎砖作振冲桩填料,振冲施工20天后进行载荷试验,复合地基承载力 $s/b=0.015$ 取值可达240kPa,满足140kPa的设计要求。

(五)深厚淤泥及特殊土地基的振冲加固[72][73]

珠江三角洲淤泥层厚20~30m,含水量80%~90%,十字板强度10~13kPa,广东省航务工程公司岩土公司采用大置换率(35%~42%)和大粒径碎石(10~15mm)的振冲碎石桩进行加固取得了成功。同时在现场进行了直径1.00m和1.5m碎石桩的大型直剪试验、现场滑坡试验等。直剪试验表明大粒径填料碎石桩抗剪强度指标为 $c=28kPa$, $\varphi=47°$,复合桩体的 $c=10kPa$, $\varphi=42°$。本试验的结果与美国新澳尔良港1980年取得的结果 $\varphi=54°$ 相近。

1986年兴建青海钾肥厂,由于厂区地下强盐渍土地基承载力低,易溶盐含量高达8%~10%,7度地震时地基有液化可能性。采用振冲碎石桩加固。加固后振冲地基比天然地基标贯击数增高1.1~2.5倍,承载力增高1倍左右,消除了地震液化的可能性。为了加快盐渍土振冲地基超静孔隙水压力的消散,采用了在基础外围加打振动挤密碎石桩辅助排水减压,加速复合地基固结的方法,取得了良好效果。

在振冲器机具方面,中国已研制成功75kW振冲器,在四川铜街子水电站打穿了8.0m厚漂卵石层成功地加密了下卧粉细砂;在昆明松华坝水库加密了15m厚玄武岩风化碎石土坝壳;在昆明含水量50%~90%的淤泥地基上经加固后建成了12层高楼等。展示中国振冲加固技术已经达到世界先进水平。

利用振冲法加固地基施工机具简单,操作方便,加固质量容易控制,施工速度快,适用于不同土类。加固时不需钢材、水泥,仅用碎石、卵石等当地材料,造价低,具有明显经济效益。对砂基抗震防止液化处理更有独到的优越性。但施工中排放污水、污泥量较大,在人口稠密地区和没有排污泥场地时使用受到一定限制。

为了克服振冲施工排污泥缺点,各国都在研究干法振冲(Dry Process)。从80年代开始,一些单位纷纷开发了锤击碎石桩、振挤碎石桩和干振碎石桩等,强夯碎石桩亦有应用。从制桩工艺和桩体材料方面进行了改进,如在碎石中添加适量的水泥和粉煤灰(称水泥粉煤灰碎石桩,简称CFG桩),或添加铝土矿赤泥等,使桩体获得一定程度的胶结强度。这种碎石桩按力学特性已属柔性桩,但按制桩工艺亦属干法碎石桩范畴。各种干法碎石桩技术蓬勃发展,与湿法(振冲)碎石桩并茂,是当前碎石桩技术发展的特色之一。干法施工不用水,土全部被振冲器挤到周围土体中。目前国内仅用于地下水位以上低灵敏度粘性土和杂填土地基。

(一)锤击碎石桩[9]

锤击碎石桩又称干冲碎石桩和弗兰基式碎石桩,是指采用重锤内击沉管和分层击实填料工艺制造的碎石桩。中国由中南勘察设计院和武汉地质勘察基础工程公司率先开发研制,随之在一些单位中得到推广。

珠海石榴园综合楼主楼为8层框架结构,十字交叉梁基础,场地原为较低洼的塘、沟、水稻田交错分布地段,后被填土整平。采用锤击碎石桩处理粘性土素填土、淤泥质粉质粘土和淤泥,软弱土层厚度为4.5~6.0m,承载力标准值50~60kPa。施工导管外径325mm,冲锤质量

1.0～1.2t,落高3～4m,每次填料量0.1m^3,单体冲击能为3 500kJ/m^3。加固结果表明,复合地基承载力和变形模量较天然土提高了3.5倍,桩间土的承载力和变形模量较天然土提高了1.2倍。复合地基承载力标准值达210kPa以上。建筑物沉降观测最大为28mm、最小为18mm,平均沉降量为23mm。其造价比采用混凝土灌注桩约降低35%。

(二)干振碎石桩[9]

干振碎石桩技术是对振冲碎石桩的直接改进,即以无水干振的"振孔器"取代振动水冲的"振冲器"造孔和制桩,从而避免泥水污染环境及非饱和土遭水浸软的缺点。由河北省建筑科学研究所等单位开发研制,1985年通过省级技术鉴定。至1990年底,已用于五十余项工程,加固面积4×10^4 m^{2}以上。

承德市粮食街营业楼为6层砖混楼,采用干振碎石桩加固厚3～5m的杂填土(生活垃圾和建筑垃圾为主),桩距1.2m,桩长3～5m,平均桩径0.7m,加固后复合地基承载力标准值达260kPa,变形模量达21.6MPa,较加固前分别提高了2.25倍和2.27倍。竣工3年后沉降仅为26mm。

(三)振挤碎石桩[9]

振挤碎石桩是指以振动沉管打桩机为机具,模仿挤密砂桩工艺制造的碎石桩,一般习称振动挤密碎石桩。此法由于可利用现成的机具和工艺(同时作了改进)因而已有不少单位应用。此技术优点为制桩效率高,穿透力强,能制较长的桩。缺点为侧挤能力及桩体挤密能力稍低。

(四)水泥粉煤灰碎石桩[9][10]

水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)技术特点为通过在碎石桩体中添加以水泥为主的胶结材料(添加粉煤灰作用为增加混合料的和易性并有低标号水泥作用,同时还添加适量石屑以改善级配),使桩体获得胶结强度并从散体材料桩转化为柔性桩。由中国建筑科学研究院地基基础研究所等单位于1990年开始研究开发和试用。其机具和工艺与振挤碎石桩大体相同,但亦可采用锤击碎石的机具和工艺制桩。桩料的配合比可根据地层情况和加固要求通过试验确定,并在地面预先无水拌和。

(五)强夯碎石桩[9]

强夯碎石桩是采用强夯技术制造粗而短的"矮胖"形碎石桩(或称碎石墩),国外多称强夯置换法,是一种过渡型(边缘型)地基加固技术。国内已有少数单位在一些工程中结合强夯使用。

随着时间的推移,各种不同的施工工艺相应产生,如沉管法、振动气冲法、袋装碎石桩法、强夯置换法等。它们施工工艺虽不同于振冲法,但同样可形成密实的碎石桩,人们自觉或不自觉地套用了"碎石桩"的名称。

上海高桥炼油厂的2万m^{3}和5万m^{3}油罐地基都采用沉管法碎石桩和塑料排水带加固后再采用充水预压,取得很好的技术经济效果。2000年4月竣工的2个10万m^{3}油罐地基加固同样采用碎石桩加塑料排水带后再充水预压的加固方案,已取得了成功。

中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—91)中规定:"振冲法适用于处理不排水抗剪强度不小于20kPa的粘性土、粉土、饱和黄土和人工填土等地基"。然而Barksdale等(1983)、Welsh(1987)和Juran(1988)等都撰文指出,振冲法可适用$c_u=15$～50kPa的地基土以及高地下水位情况。Juran等(1988)指出,在他们统计的24项工程中有75%的工程所加固的地基是软土和粉土,而$c_u<20$kPa的情况占54%。到目前为止,国内也有几项成功的工程,其地基土$c_u<20$kPa。对$c_u<20$kPa的饱和软土地基的成功经验是:施工时要有一

支素质很好的施工队伍;设计时应采用大置换率(0.3～0.4);为此,在当地碎石桩材料费用便宜,其他地基处理方法不适宜等的条件下可考虑采用,且其加固效果尚应通过现场试验确定。

目前国内外碎石桩的施工方法多种多样,按其成桩过程和作用可分为四类,如表 8-20 所列。

碎石桩施工方法分类[10]　　表 8-20

分　类	施工方法	成　桩　工　艺	适用土类
挤密法	振冲挤密法	采用振冲器振动水冲成孔,再振动密实填料成桩,并挤密桩间土	砂性土、非饱和粘性土,以炉灰、炉渣、建筑垃圾为主的杂填土,松散的素填土
	沉管法	采用沉管成孔,振动或锤击密实填料成桩,并挤密桩间土	
	干振法	采用振孔器成孔,再用振孔器振动密实填料成桩,并挤密桩间土	
置换法	振冲置换法	采用振冲器振动水冲成孔,再振动密实填料成桩	饱和粘性土
	钻孔锤击法	采用沉管且钻孔取土方法成孔,锤击填料成桩	
排土法	振动气冲法	采用压缩气体成孔,振动密实填料成桩	饱和粘性土
	沉管法	采用沉管成孔,振动或锤击填料成桩	
	强夯置换法	采用重锤夯击成孔和重锤夯击填料成桩	
其他方法	水泥碎石桩法	在碎石内加水泥和膨润土制成桩体	饱和粘性土
	裙围碎石桩法	在群桩周围设置刚性的(混凝土)裙围来约束桩体的侧向鼓胀	
	袋装碎石桩法	将碎石装入土工聚合物袋而制成桩体,土工聚合物可约束桩体的侧向鼓胀	

二、砂桩

砂桩在 19 世纪 30 年代起源于欧洲。但长期缺少实用的设计计算方法和先进的施工工艺及施工设备,砂桩的应用和发展受到很大的影响;同样,砂桩在其应用初期,主要用于松散砂土地基的处理,最初采用的有冲孔捣实施工法,以后又采用射水振动施工法。自本世纪 50 年代后期, 产生了目前日本采用的振动式和冲击式的施工方法,并采用了自动记录装置,提高了施工质量和施工效率,处理深度也有较大幅度的增大。

1959 年上海曾进行过锤击沉管挤密砂桩的软土地基加固试验,实际工程中并在部分厂房柱基下试用过砂桩地基,但未获得理想效果。1978 年 5 月至 1980 年 5 月,上海宝钢先后进行两次大规模砂桩处理软土地基试验,获得了大量试验数据,充实了设计理论。自 60 年代起,日本发展了一种振动挤密砂桩施工工法(亦称 S.C.P 工法)。宝钢利用从日本引进的施工机械,在矿石堆料场等项目工程中应用此工法施工数十万根砂桩。由于采用了先进的施工机械和施工工艺方法,提高了施工效率和质量,处理深度也相应增大[8]。

目前国内外砂桩常用的成桩方法有振动成桩法和冲击成桩法。振动成桩法是使用振动打桩机将桩管沉入土层中,并振动挤密砂料。冲击成桩法是使用蒸气或柴油打桩机将桩管打入土层中,并用内管夯击密实砂填料,实际上这也就是碎石桩的沉管法。因此,砂桩的沉桩方法,

对于砂性土相当于挤密法,对粘性土则相当于排土成桩法。

早期砂桩用于加固松散砂土和人工填土地基,如今在软粘土中,国内外都有使用成功的丰富经验。但国内也有失败的教训,对砂桩用来处理饱和软土地基持有不同观点的学者和工程技术人员,认为粘性土的渗透性较小,灵敏度又大,成桩过程中土内产生的超孔隙水压力不能迅速消散,故挤密效果较差,相反却又破坏了地基土的天然结构,使土的抗剪强度降低。如果不预压,砂桩施工后的地基仍会有较大的沉降,因而对沉降要求严格的建筑物而言,就难以满足沉降的要求。所以,应按工程对象区别对待,最好能进行现场试验研究以后再确定。

三、碎(砂)石桩处理液化地基[8][16]

碎(砂)石桩处理可液化地基的有效性已为国内外不少实际地震和试验研究成果所证实。

1964 年日本新泻发生 7.7 级地震,大面积砂基发生液化,震害严重。而现场调查结果表明,采用振冲法处理地基的 2×10^4 m^3 油罐和厂房基本上都没有破坏,基础仅均匀下沉 20～30mm。同一地点的相邻几个厂房,虽已打了深 7m,直径 0.3m 的钢筋混凝土摩擦桩,并打到 N=20 的持力土层,但都发生了明显的沉陷和倾斜;另外,地基未处理的建筑物遭受到更为严重的破坏。

国内的李源伟、尤立新(1989)报道的 1988 年云南澜沧、耿马地震中证实碎石桩加固软土地基抗震陷的效果,进一步开拓和展现了碎石桩的应用前景。王余庆(1991)认为碎石桩处理可液化地基的效果在于:(1)提高地基的桩间土的密实度;(2)改善了地基的排水条件;(3)地基土受到一定时间的预震;(4)由于桩对桩间土的约束作用,使得地基的刚度增大,这也就是碎(砂)石桩复合地基抗液化能力高于天然地基的原因。

上海高桥炼油厂建造的 5 000～100 000m^3 油罐,根据勘察报告表明,场地天然地基承载力仅 100kPa,不能满足设计要求,且粘质粉土层在 7 度地震条件下有液化可能,最后决定采用碎石桩加固。经加固后的复合地基容许承载力达 200kPa,满足了地基承载力的设计要求;同样,原来可能出现液化的粘质粉土层,经加固后的标准贯入击数均大于临界贯入击数,确保在 7 度地震条件下将不发生液化;充水预压后,经分析罐中心的固结度很快达 80% 以上;设计时并分区采用不同的桩长,从而有效地减少了油罐的差异沉降。

美国太平洋 Long Beach 水族馆工程的勘测报告表明该场地土层为饱和海相沉积物,极易液化。估算地基液化时,沉陷深度大约 0.4m,侧向变形 1.0m,工程中采用的最优方案是:在液化深度范围内施工振冲置换碎石桩,同时在整个地基上部再铺设一层垫层。监测报告表明,该工程获得了成功,标准贯入击数从施工前的 14～20 击提高到施工后的 30～80 击。

用碎(砂)石桩法加固砂性土地基,以振动液化压密和振挤作用为主。但绝不能忽视振冲的预振效应。关于振冲预振效应的作用机理,可以从受过振动的砂土抗液化能力的提高来解释。国外某些学者试验研究结果表明:曾经受过振动的砂土抗液化能力会大大的提高。如美国加里福尼亚大学工程学院西特(Seed)等人于 1975 年,在试验室内用大型振动台对相对密度为 54% 的砂样进行试验。经过五次模拟小地震影响试验,使引起液化所需的应力周数,分别增大到 8～10 倍。这相当于未受过地震作用的,相对密度为 84% 的砂样的抗液化能力。另外,试验研究还表明:砂土抗液化性能,除了与相对密度等有关外,还与其振动应变史有关。例如,通过不排水荷载试验,对经过多次历史地震的原状土,它比同样密度的湿击砂样的抗液化能力高 45%,比干砂样高 65%～112%。对含有 21%～30% 细粒的砂,原状试验的抗液化能力比重塑的压密到同样密度的试样相比要高 6%～12%。

预振之所以能引起抗液化能力的提高,主要是周期应变的影响,使砂土获得了更加致密的结构。尤德(Yold)和克雷文(Craven)(1975)以及派克(Peck)(1973)的试验指出,在单剪的条件下,干砂的侧压力系数 K_0 值逐渐增加,使其抗液化能力大大提高。

这些试验成果从机理上说明振冲引起的砂土振动可大大提高砂土的抗液化能力。

四、计算理论的研究[72]

随着工程实践的大量应用,推动了我国碎(砂)石桩理论研究的发展,复合地基强度和沉降计算方法取得了很大进展。1983 年开始推荐用桩或土的载荷试验资料、置换率及按经验估计桩土应力比来推算复合地基的变形模量来计算复合地基承载力和沉降量(盛崇文、方永凯等),也有用圆弧滑动法计算复合地基的极限承载力(林孔锱、张定等),还有建议用桩、土各点沉降相等原则解五个联立方程求解桩、土应力及相应沉降量(陈环)等方法。郭尉东、钱鸿缙(1990)在《振冲碎石桩地基承载力计算的若干途径》中研究了用塑性能量法和广义 Brauns 法求解柔性碎石桩发生鼓胀破坏、整体剪切破坏及相应破坏形式的复合地基承载力;韩杰、叶书麟在《碎石桩复合地基的有限元分析》中研究了用 Boit 固结理论来计算和分析碎石桩复合地基的固结变形;陈环在《振冲碎石桩加固效果分析》中从承载力的增加、沉降量的减少、消除液化和排水效果四个方面分析和验证了振冲碎石桩的加固效果及其实用范围;王余庆等在《碎石桩单桩承载力计算公式的可靠性探讨》中用现场静载荷试验资料对圆筒形孔腔扩张理论、被动土压力理论、极限平衡理论、索恩伯经验曲线等进行了可行性验证;冶金部建筑研究总院王余庆等、中国建筑科学研究院地基所张永钧等研究了碎石桩的排水减压、抗液化影响范围、布桩范围和深度对场地加固区抗液化的影响;交通部南京水科所研究了碎石桩的压溃破坏状况;高国瑞、段光贤等还在现场采集了深层土样用电子显微镜拍片,检查振前、振后土的微观结构变化对比等。

五、桩土应力比[8]

桩土应力比是一个重要的计算参数,反映着桩土应力的集中程度,它与桩、土的相对刚度、桩长、面积置换率、应力水平、垫层性质和时间等因素有关。近年来,国内对桩土应力比的确定及影响因素开展了大量研究。钱征(1990)统计分析了已发表的关于碎石桩复合地基载荷试验测得的桩土应力比值,发现了大部分资料的桩土应力比随平均应力的增大而增大。李杰和方永凯(1989)则根据有关试验资料建立了桩土应力比 n 与天然地基承载力的对应关系。韩杰(1989)曾通过三项碎石桩复合地基荷载试验中桩、土应力量测发现,桩土应力比 n 与载荷间存在着一个临界荷载 p_0(近似等于复合地基比例界限荷载),即当 $p < p_0$ 时,n 随 p 的增大而增大,然后当 $p > p_0$ 时,n 随 p 的增大而减小。韩杰、叶书麟等(1991)还从建筑物基础下获得了桩土应力比的长期观测资料,建筑物基础下的 n 值略大于载荷试验时的 n 值。这说明采用载荷试验时量得的 n 值来进行设计计算是可行的,理论计算表明,置换率较小时,桩土应力比较大,但其变化幅度不大。建筑物基础下实测的桩土应力比 n 在整个施工过程中桩土应力比 n 基本上变化于 3.0～4.0 间(施工初期除外),与日本福田钢铁厂用掺砾石砂桩的复合地基相似。

六、新方法的开发[16][63][72]

国外从 80 年代后期发展了一种新的地基处理方法,叫作振动挤密法(Vibratory Com-

paction Method)。该方法利用一种类似国内沉管灌注桩的施工机械将一根中间开了很多圆孔的扁平状桩体以振动方式沉入土中,通过沉桩过程中桩体的上下振动使桩周土体发生剧烈的振动,从而对地基土体起到加密的作用。和振冲法不同,该方法无须用砂石骨料置换一部分地基土体,仅仅靠沉桩过程中产生的振动,使土颗粒也发生振动,重新排序达到致密的状态。显而易见在一定范围之内地基的加密效果随振动幅值的增大而增大。而土体的振动幅值和振源的频率有很大的关系。试验表明,当振动频率超过一定范围时(>24Hz),桩体以较快的速度贯入土中,而土体的振动却相对较小;当振动频率较低时(<24Hz),桩的贯入速度较慢,而土体的振动却较大。这是因为当振动频率低时,接近土体的固有频率,桩体和土体之间相对滑动很小,土体和桩体以相同的位移运动,振动的能力基本上以辐射方式传递到土体中,因此土体的振动幅值较大,此时地基的加固效果最明显。由于土体差异很大,很难事先预估地基的固有频率,因此开发了一套完整的施工设备体系(MPC System)。该施工设备由沉桩机械、振动测试设备及计算机组成。施工时沉桩机械以不同的振动频率将桩体逐渐沉入土中,同时启动测试设备测试距桩体一定距离处地面土体的振动幅值。然后由计算机分析处理不同频率下土体的振动幅值,确定幅值达到最大时设备的振动频率,最后以该频率作为该场地加固的最优频率。上述过程都是由设备自动完成,无须人工参与。该方法具有施工简单、快速、加固深度大、费用低的优点,特别是对粉砂性土体加固效果较好。

为了增大振冲器的穿透力,1981年5月在化工部十三化建研制出一种有90kN水平激振力,又有40kN垂直向冲击力的双向振冲器,在沧州市造纸厂工程和德州平板玻璃厂工程中试用。1984年,南京水利科学研究院开发了具有水平与垂直振动功能的双向振动器。该机具与振冲器相比,穿透能力大大增加,而且制成的桩体强度也较高。用这种机具制碎石柱,称"双振法"制碎石桩。为了真实记录振冲施工过程,研制出了"ZCJL型振冲器施工自动记录仪"。

目前几种施工方法,制出的碎石桩直径大都在0.8～1.0m左右。近几年来,出现了用重锤(强夯法使用的夯锤)夯击成桩的施工方法。该施工方法十分简单,即先用重锤在地面上夯击成孔,然后往孔中充填碎石或者大块石后,再用重锤将填入的石料强制夯入地基中,然后再充填,再夯击,直至达到设计要求为止。用这种方法制造出来的碎石桩直径可达2m以上。人们习称"碎石柱"或称"夯挤柱"。工程实践表明,夯挤桩的长度大约在5～7m之间。

七、有待解决的技术问题[16][72]

1. 进一步完善碎石桩制桩技术与设备,如"双向振冲器"、"自动喂料振冲器"等的研究开发;

2. 进一步对振冲器施工自动记录仪的推广使用和开发,利用施工监测仪器来配套监督碎(砂)石桩的施工质量;

3. 为解决深层加固问题,特别是加固深厚的砂卵石覆盖层,研制开发大功率(100kW以上),变频振冲器或者细而长振动杆加固器;

4. 重视开发综合加固技术,如碎石桩复合地基与强夯相结合,真空预压与碎石桩复合地基相结合,双向复合地基的开发等;

5. 开发地基的检测技术和测试技术以解决测定桩间土的指标和碎石材料的质量指标,尤其开发现场快速检测技术;

6. 开展柔性基础下(如土石坝,海堤等)碎石桩作用机理的研究。

第六节　高压喷射注浆

高压喷射注浆法(Jet Grouting)是在静压注浆(Grouting)法的基础上,应用了高压水射流切割技术而发展起来的。

60 年代末,日本 N·I·T 公司(Nakanishi Institute Technology Co.,Ltd)在承建日本大阪地下铁道的开挖工程中,先用冻结法,因冰冻融化而改为静压注浆法,由于浆液多从土层交界处溢走,仍不能达到地基加固和止水目的,中西涉成功地将水力采煤技术原理应用到静压注浆中,以高压水泥浆喷射冲击土体把土打碎使浆液与土粒自行拌和,在土层中形成了一圆柱状固结体,当联成群体后地基便具有了良好的加固和截水效果。虽然当时旋喷桩直径仅 0.3～0.35m,可它的意义重大,从此发明了高压喷射注浆法,定名为 CCP 工法(Chemical Churning Pile or Pattern),我国称单管法。1973 年它得到在莫斯科召开的第八届国际土力学会议(ISSMFE)各国代表的注目与好评。[67]

一、国外发展现状[67]

为了不断满足大直径、低成本和快速施工的需求,在 70 年代中期,日本又开发出 JSG 工法(Jumbo Special Grouting 工法,我国现称二重管法),其旋喷桩直径超过 0.5～1.0m。继而又开发出 CJG 工法(Column Jet Grouting,我国现称三重管法)。80 年代开始,开发出的都是较大直径旋喷桩或者能够控制桩形的如 SSS - MAN 工法、RJP 工法、MJS(九重管)工法和有搅拌作用的喷射注浆的工法,如 CCP - V 工法、CCP - H 工法、JMM 工法,从而形成了纯喷射注浆和搅拌注浆两大并列体系。其中,以 RJP 工法技术先进,设备较少,易于操作。

日本始终保持着高压喷射注浆法的世界领先地位,先后向欧美和亚洲许多国家作了技术输出。带动了意大利、法国、德国、美国、瑞典、俄罗斯、泰国、新加坡、韩国等国家高压喷射注浆技术的发展,虽然这些国家起步晚于我国,但发展较快,在生产建设中效果很好。

美国旧金山合流排污系统无法满足使用要求,需要进行扩建。扩建工程包括地下钢筋混凝土箱、隧道、管道和抽水站等。工程地质勘察表明该区土层不排水抗剪强度相当低,含水量为 59%～97%,接近液限,属于高压缩性土,其扰动土抗剪强度只有原状土强度的 25%。为了保证隧道开挖的稳定,决定采用高压喷射注浆法技术。这是在美国全断面隧道开挖中首次使用高压喷射注浆法,为保持隧道开挖稳定,采用双管喷射注浆,形成一连续的喷射固结体,固结体主要在隧道中心线上,截面为 25ft^2。

在美国,高压喷射注浆法每年有 1 000～2 000 万美元的工程量,30 个工程完工。高压喷射注浆法作为一种托换技术,迟早会取代坑式托换,因为高压喷射注浆法更经济、更安全、更迅速。波士顿国家历史公园内的许多古建筑建在人工填土的浅基础上,由于地下水长期渗入疏松人工填土中,建筑物已有 8in 的差异沉降。为了保护这些古建筑,使用高压喷射注浆法进行地基托换。采用单管高压喷射注浆填充基础下填土中的空隙,提高填土整体性。选用单管法是因为施工过程中地面位移较小可忽略不计,而且对基础的破坏作用最小。

二、国内发展现状[1][10][67][69]

我国是在日本之后,研究开发和应用都较早的国家,1972 年开始研究,1975 年首先在铁道部门进行单管法的试验和应用,1977 年冶金部建筑研究总院在宝钢工程中首次应用三重管法

喷射注浆获得成功,1986 年该院又开发成功高压喷射注浆的新工艺——干喷法,并取得国家专利。至今,我国已有上百项工程应用了高压喷射注浆法。

高压喷射注浆法技术从 70 年代初期引进我国至今已经将近 30 年了,开始主要用于加固软土地基,到了 80 年代以后开始用于堤坝防渗,在这段时间里该项技术得到了迅速发展,尤其是在堤坝防渗加固方面更为突出。据不完全统计,目前全国用该项技术处理大、中、小型防渗加固工程约数百项,构筑防渗板墙面积约数百万平方米,大都取得了较好的效果。目前我国研究成功的大颗粒地层动水条件下的高压喷射注浆防渗新工艺和淤泥地层高喷灌浆新技术,均处于世界前列,解决了一些工程中的技术难题,拓宽了该项技术的应用范围,在国民经济建设中发挥了重要作用。

高压喷射注浆技术具有任何其他技术都不能代替的独到之处。它不仅施工速度快、效果好、应用范围广等优点,而且还可根据工程的需要,采用旋、定、摆高喷灌浆工艺,构造出各种型式的防渗凝结体来满足设计要求。目前最大施工深度已达 90m,它无需释放地基应力就可构造出竖直连续的防渗板墙,而且板墙与板墙之间的连续、板墙与下部基岩的连续等都是其他防渗技术所无法比拟的。作为设计、施工人员和工程方案的决策人员领会透该项技术的真实意图是非常重要的,并根据工程的具体情况合理的运用这门技术是高喷灌浆防渗工程成败的关键。

我国的绝大多数单位拥有 CJG 三重管的技术,而拥有 CCP 单管和 JSG 二重管的单位较少。高压喷射注浆在我国应用较广,解决了一批其他方法难以奏效的困难地基和复杂的工程问题,已成为我国常用的施工方法之一,列入了我国国家标准地基与基础工程施工及验收规范(GBJ202—83)和国家行业标准建筑地基处理技术规范(JGJ79—91)和部分省市的地基处理规范中。

三、RJP 工法[67]

RJP(Rodin Jet Pile)工法是当今最佳工法之一,主要是进行两次切削破坏土层:第一次是上段的超高压水和空气的复合喷射流体切削破坏土层;紧接着的第二次是下段的超高压浆液和空气的复合喷射流体,在第一次切削土层的基础上再次对土体进行切削。这样便增加了切削深度,加大了固结体直径。RJP 工法固结体的直径大大超过普通 CJG 三重管旋喷直径。

RJP 工法固结体无侧限抗压强度,在砂质土中达 2～5MPa,在粘性土中为 0.5～2MPa。

RJP 工法的主要喷射参数和浆液配方为:浆液喷射压力为 30～70MPa,现阶段标准压力为 40MPa;水喷射压力为 20～40MPa,宜用 40MPa;空气喷射压力为 0.7MPa;流量:浆液 100l/min,水 100l/min;浆液以水泥为主剂。

1996～1997 年中西基础工程公司在北京和长江三峡进行的现场试验结果表明,日本中西涉博士在中国享有专利的 RJP 工法,旋喷直径大,在强风化岩中加固效果好,其技术先进设备便宜,将有助于高压喷射注浆技术的发展。

北京现场试验:试验场地位于北京通县的北京探矿机械厂院内,旋喷试验在第二层粉质粘土、第三层砂质粉土和第四层粉质粘土中进行,无地下水。试验所用的主要机具有 GD-2 型旋喷钻机、PP-120 型 40MPa 高压泥浆泵、PP-30 型 3.0MPa 泥浆泵、$3D^2$-S 型高压水泵和 89mmRJP 三重管。旋喷浆液的水灰比为 1,水泥为 425 号普通硅酸盐水泥,水泥浆中掺有适量的速凝剂。试验结果表明:第一组固结体平均直径约 2.8m,第二组固结体平均直径约 3.0m;单个固结体外形为圆柱形,轮廓均匀清晰,两个固结体连接良好形成一个整体;桩中心

固结体平均抗压强度为2.6MPa,边缘平均抗压强度为5.7MPa。

三峡现场试验:1996年秋至1997年2月在长江三峡合拢上围堰左接头处采用RJP工法进行现场试验,结果表明:平均桩径在砾砂土中为1.7m、大块状风化岩中为1.4m、上层强风化花岗岩中为0.8m;围井防渗试验在0.70MPa水压下渗透系数为10^{-5}～10^{-6}cm/s。

根据某市地下铁道车站二期工程地基加固的设计要求,在车站两侧的地下连续墙间的底部(深约18m),沿走向每隔6m,作一宽度为3.0m、厚度为2.5m的地梁,共有地梁26条,总长度约560m。旋喷固结体的无侧限抗压强度要求为0.5MPa。

对此设计用了CJG三重管旋喷桩(A方案)和RJP为主CJG三重管为辅的旋喷桩(B方案),进行技术经济比较,见表8-21。

A方案:三重管旋喷桩直径1.2m,两桩的竖向间距0.9m,横向间距1.0m,共三排,每延米旋喷用水泥0.7t/m,每桩加固体积1.13m^3/m,共CJG三重管1 680根桩。

B方案:RJP桩设计直径3.0m,两桩间距2.5m,每延米旋喷用水泥4.0t/m,每桩加固体积7.07m^3/m,每两RJP桩间上下各增加一根CJG三重管桩(浆材主要用RJP施工时冒出地面的浆),共RJP桩224根,CJG桩358根,共582根桩。

A、B方案技术经济比较　　表8-21

内　　容	A方案	B方案	B方案节省	备　　注
桩数(根)	1 680(CJG)	224(RJP)、358(CJG)	1 098	
钻孔量(孔)	1680	582	1 098	
钻孔量(m)	30 240	10 476	19 764	每孔18m深
水泥量(t)	2 940	2 330	610	
旋喷工时(h)	700	569	131	
工程质量可靠性	好	更好		

按体积计算,1根RJP桩相当于25根CCP单管桩、相当于4～6根CJG三重管桩,在大面积大体积的加固、防渗和超深工程中,RJP工法整体联接质量好。以单位体积计算,RJP工法与CJG三重管相比,可节省水泥10%左右,钻孔量可减少50%以上,施工工期短。我国现有的高压喷射注浆法中,目前只有RJP工法可以加固强风化岩。因RJP工法的固结体体形大,钻机取芯时不易跑偏钻出桩外,便于工程质量检查。

四、提高工程质量的几个关键问题[69]

(一)合理选择高喷灌浆工艺

从高喷灌浆技术已处理的工程来看,成功的实例很多,但是失败的例子也不少。出现上述问题的原因是多方面的,既有设计方面的,也有施工等方面的。但主要的原因是设计、施工人员没有根据工程的具体情况提出正确的设计及合理的高喷灌浆工艺。众所周知,高压喷射注浆可分为单管法(CCP工法)、两管法(JSG工法)、三管法(CJP工法)和多管法(SSS-MAN工法)四种,其中三管法又分为老三管法和新三管法,它们各有特点,其破土方式和高压发生装置也不相同。如但单管法和两管法都是以浆液为能量载体,高压发生装置为高压泥浆泵,高压浆液从喷嘴中喷射出去冲击破坏土体;而三管法是以高压水为能量载体,所以它的高压发生装置是高压水泵。它是以高压水切割破坏地层,然后低压浆跟进冲填。而新三管法除了利用高压

水冲击切割地层外,然后利用约40MPa的高压浆液进行充填,所以新三管法又叫二次切割法。它喷射的距离远,所形成的桩径大。上述高喷灌浆法均为半置换法。多管法也是以高压水为能量载体,以高压水泵为高压发生装置,高压水切割下来的泥土用泥浆泵抽出,形成较大的空间,然后用要求的混凝土充填,所以它是一种全置换法。正是由于它们的破土机理和所用的高压发生装置不同,所以它们的适用范围也不完全相同。应该根据工程的具体要求和土质条件来选用合适的喷射方法及灌浆工艺。但是有些工程技术人员不管工程要求和地质条件如何,一提到高喷灌浆就认为是老三管法高喷灌浆工艺,以致造成某些高喷灌浆工程的失败。

如某码头软基高压喷射旋喷桩加固工程,其码头结构为单锚钢板桩结构,由于板桩后有一层厚约10m的淤泥层处于软塑和流塑状态,根据设计要求,对板桩后的淤泥必须进行加固,并要求加固后的淤泥层的综合指标达到 $\phi=40°$, $c=70kPa$。设计单位认为采用宽17.8m水泥土搅拌桩形成的格栅形板墙可以满足上述要求。但是在实施该方案时,发现淤泥层中有约2m厚的块石层,致使水泥土搅拌桩方案无法实施。根据技术论证,决定采用高压喷射旋喷桩加固。但施工人员没有考虑地质情况,而随意选用了老三管法高喷灌浆工艺。当工程进展至一半进行抽查时,发现旋喷桩达不到设计要求,取样钻探结果表明,在淤泥层中并没有形成水泥土凝结体,淤泥仍处于流塑状态,可见选择的高喷灌浆工艺不适宜。其原因是老三管法高喷灌浆工艺是利用高压水切割破坏土层,低压水泥浆随后跟进充填,但是在抗剪强度很低的淤泥地层中,高压水切割土层后淤泥很快闭合,致使低压浆跟不进去,并随浆气冒出地面,从而在淤泥地层中形不成高喷凝结体。

珠海某工程位于人工抛石填海地层,上部有5～7m厚的块石淤泥层,下部为淤泥及淤泥质粘土层。由于地基承载力较低,而又无法采用深层搅拌桩施工,改用旋喷桩加固软土地基。设计要求旋喷桩排距和桩中心距均为1.8m,旋喷桩直径1.2m,有效桩长8m,复合地基承载力170kPa。根据设计要求和工程地质情况,选用两管法高压旋喷灌浆工艺。施工前进行工艺性试桩,开挖结果表明旋喷桩直径达1.4m和1.7m,桩体水泥含量均匀致密,强度较高,钻孔取芯14天桩身抗压强度达1.2MPa和1.3MPa。工程桩28天取芯桩身抗压强度达3.3MPa、3.6MPa和3.4MPa。

根据多年来高喷灌浆工程实践经验来看,高喷灌浆的各个工法应用范围如下:

1. 单管法:用于加固软土地基,淤泥地层中的桩间止水,已有建筑物纠偏及地基加固等。

2. 两管法:加固软土地基,及粉土、砂土、砾石、卵(碎)石等地层的防渗加固。

3. 三管法:加固除淤泥地层以外的软土地基,以及粉土和各类砂土地层的防渗加固。

(二)合理选用高喷灌浆形式及连接方式

1. 高喷灌浆形式,目前分为旋喷、定喷和摆喷三种。根据新的水工建筑物防渗工程高喷灌浆技术规范规定:定喷适用于粉土、砂土;摆喷、旋喷适用于粉土、砂土、砾石和卵(碎)石等地层。

2. 高喷板墙的连接型式主要有旋喷套接、旋摆(定)连接、摆喷对接或折线连接、定喷折线连接四种。

高喷板墙一般承受水头较小,水头较大但历时较短的宜采用小角度摆喷或定喷折线连接型式,但在砾石、卵(碎)石层中,采用摆喷对接型式时,摆角不宜小于60°,深度不宜大于20m;采用摆喷折线连接型式时,深度不宜大于25m;深度超过25m时,可采用单排孔旋喷套接、或旋、摆连接型式;当深度超过30m时,宜采用两排或三排孔旋喷套接型式。

(三)高喷灌浆试验

设计施工前应进行高喷灌浆试验,以便为设计施工提供有关参数。但对于坝后(围井)试验或单孔高喷试验的数据应慎重采用,一般应打一折扣。

(四)应重视施工中和施工后的质量检验

做好施工中和施工后的质量检验是保证过程质量的重要一环。以防渗为目的的高喷灌浆工程一般可进行围井检查、钻孔检查和板墙整体效果检查;以地基加固为目的的高喷灌浆工程一般可进行载荷试验、标准贯入试验、静力触探试验、开挖检查和取芯试验等。

第七节　水泥土搅拌法

一、发展历史回顾[1][2][8][10][62]

水泥土搅拌法是用于加固饱和粘性土地基的一种新方法。它是利用水泥(或石灰)等材料作为固化剂,通过特制的搅拌机械,在地基深处就地将软土和固化剂(浆液或粉体)强制搅拌,由固化剂和软土间所产生的一系列物理—化学反应,使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的水泥加固土,从而提高地基强度和增大变形模量。水泥土搅拌法分为水泥浆搅拌和粉体喷射搅拌两种。前者是用水泥浆和地基土搅拌,后者是用水泥粉或石灰粉和地基土搅拌。

水泥浆搅拌法是美国在第二次世界大战后研制成功的,称为 Mixed - in - Place Pile (简称 MIP 法),当时桩径为 0.3～0.4m,桩长为 10～12m。1953 年日本引进此法,1967 年日本港湾技术研究所土工部研制石灰搅拌施工机械。1974 年起又研制成水泥搅拌固化法 Clay Mixing Consolidation (简称 CMC 工法)。以后日本开发、研制出加固原理、机械规格和施工效率各异的深层搅拌机械,例如 DCM 法、DMIC 法、DCCM 法。这些机械都具有偶数个搅拌轴(二轴、四轴、六轴、八轴),搅拌叶片的直径最大可达 1.25m,一次加固面积达 9.5m^2。常在港工建筑中的防波堤、码头岸壁及高速公路高填方下的深厚层软土地基加固工程中应用。前苏联在 1970 年也研究成功一种淤泥水泥土桩(类似于美国的 MIP 方法),用于港湾建设工程中。淤泥土含水量虽高达 100%～120%,但掺加 10%～15% 的水泥后,半年龄期强度可达 3 000kPa。

深层搅拌法已有 40 多年的历史,在日本和北欧应用已非常广泛,在美国是最近一二十年才开始广泛应用起来。瑞典开始研究石灰搅拌,主要用于处理软粘土,这种方法发展成为石灰水泥搅拌,在芬兰、瑞典广为应用,1997 年在美国首次应用。SMW 于 1988 年开始在美国应用。在过去十几年中,美国地下工程所面临的城市基础设施建设、抗震、环境治理,已使深层搅拌法发生了迅速的变化。最近的国际会议,如 1996 年在日本东京,1997 年在美国犹他州,都对大量不同的深层搅拌技术表示极大的关注。

深层搅拌法在国外主要应用在以下几方面:

(1)隔水作用:深层搅拌形成的幕墙阻隔地下水运动,主要应用在大坝工程(如在华盛顿的 Cushman 大坝)和地下水位以下的深基坑开挖工程。

(2)结构挡墙:在深层搅拌挡墙中加入钢筋,可抵抗深基坑开挖中侧向土压力,如应用在波士顿 Ted Williams 地铁施工中。

(3)地基加固:深层搅拌大范围处理地基土以提高地基土强度,在深基坑开挖(如波士顿 Fort point 隧道)和铁路、公路建设中(如日本东京湾公路和美国犹他州 15 号州际公路)。

国内 1977 年由冶金部建筑研究总院和交通部水运规划设计院进行了室内试验和机械研制工作,于 1978 年底制造出国内第一台 SJB-1 型双搅拌轴中心管输浆的搅拌机械,并由江阴

市江阴振冲器厂成批生产(目前 SJB-2 型加固深度可达 18m)。1980 年初在上海宝钢三座卷管设备基础的软土地基加固工程中首次获得成功。1980 年初天津市机械施工公司与交通部一航局科研所利用日本进口螺旋钻孔机械进行改装,制成单搅拌轴和叶片输浆型搅拌机,1981 年在天津造纸厂蒸煮锅改造扩建工程中获得成功。

国内近年来对搅拌机械发展迅速,江阴振冲器厂即将试制成一种大功率的单轴搅拌机,加固深度可达 30m;交通部第一航务工程局于 1992 年开发了我国第一代深层水泥拌和船,该机双头拌和,叶片直径达 1.2m,间距可调,施工中各项参数可监控;交通部第三航务工程局科研所 1992 年首次试制成搅拌斜桩的机械,最大加固深度达 26m,最大斜度为 19.6°;上海市隧道工程公司隧道施工技术研究所于 1992 年正在试制三轴式(3 500mm)搅拌机,形成等边三角形排列。可见我国今后搅拌机械的研制是向深、大和多功能干湿两用方向发展。

1967 年瑞典 Kjeld Paus 提出使用石灰搅拌桩加固 15m 深度范围内软土地基的设想,并于 1971 年现场制成一根用生石灰和软土搅拌制成的桩。次年在瑞典斯德哥尔摩以南约 10km 处的 Hudding 用石灰粉体喷射搅拌桩作为路堤和深基坑边坡稳定措施。瑞典 Linden - Alimat 公司还生产出专用的成柱施工机械,柱径可达 500mm,最大加固深度 10～15m。目前瑞典所使用的石灰搅拌柱已逾数百万延米。

同一时期,日本于 1987 年由运输部港湾技术研究所开始研制石灰搅拌施工机械,1974 年开始在软土地基加固工程中应用,并研制出两类石灰搅拌机械,形成两种施工方法:一类为使用颗粒状生石灰的深层石灰搅拌法(DLM 法);另一类为使用生石灰粉末的粉体喷射搅拌法(DJM 法)。

由于粉体喷射搅拌法采用粉体作为固化剂,不再向地基中注入附加水分,反而能充分吸收周围软土中的水分,因此加固后地基的初期强度高,对含水量高的软土加固效果尤为显著。该技术在国外得到广泛应用。

我国由铁道部第四勘测设计院于 1983 年用 DP100 型汽车钻改装成国内第一台粉体喷射搅拌机,并使用石灰作为固化剂,应用于铁路涵洞加固。1986 年杭州地基基础工程公司使用水泥作为固化剂,应用于房屋建筑的软土地基加固。1987 年铁四院和上海探矿机械厂制成 GPP - 5 型步履式粉喷机,成桩直径 500mm,加固深度 12.5m。当前国内的成桩直径一般在 500～700mm 范围,深度一般可达 18m。它为软土地基加固技术开拓了一种新的方法,可在铁路、公路、市政工程、港口码头、工业与民用建筑等软土地基加固方面推广使用。

国外使用水泥土搅拌法加固的土质有新吹填的超软土、泥炭土和淤泥质土等饱和软土。加固场所从陆地软土到海底软土,加固深度达 60m。国内目前采用水泥土搅拌法加固的土质有淤泥、淤泥质土、地基承载力不大于 120kPa 的粘性土和粉性土等地基。当用于处理泥炭土或地下水具有侵蚀性的土时,应通过试验确定其适用性。加固局限于陆上,加固深度可达 18m。

二、国外深层搅拌技术的新进展[17]

在第二届国际地基处理会议上将深层搅拌法(即深层水泥浆液搅拌法和深层水泥粉体搅拌法)和高压喷射注浆法这两种方法统称为深层搅拌法。近年来日本把高压喷射注浆法和深层水泥浆液搅拌法结合起来,同时发挥机械搅拌和射流搅拌两者的优点,形成深层喷射搅拌混合法。包含了四种新工法。

(一)JACSMAN 工法

JACSMAN(Jet and Churning System Management) 工法是深层搅拌法和高压喷射法组合系统。该系统克服了机械搅拌法的桩间、搅拌桩与地下结构物粘结性差及喷射注浆法难以保证设计直径的缺点。在桩的内圈为机械搅拌,外圈为喷射搅拌。外圈喷射注浆使桩间、桩与其他结构物粘结得更紧密。高压喷射注浆法单独使用时,需要较大的切削能量,而与机械搅拌法结合使用时,可大大降低切割能量,同时又能扩大成桩直径。JACSMAN 法还采用了双钻头交叉喷射装置,每个钻头有两个切削翼。当每个翼端有两个喷嘴时,共有 8 个喷嘴;当每个翼端有一个喷嘴时,共有四个喷嘴。射流交叉角为 60°,交叉射流的作用是控制成桩直径,提高搅拌效果,调整桩体强度(200～300kPa)。

在有机质土内采用 JACSMAN 法进行了 9 组喷射搅拌试验。水灰比为 1∶1,每立方米高压喷射固结体含灰量 200kg,每立方米机械搅拌形成的固结体含灰量为 320kg,桩体有效长度为 9m。试验结果表明:

(1)喷射搅拌桩的平均直径与每个喷嘴的射流量、提升速度、压缩空气等因素有关,4 喷嘴比 8 个喷嘴的固结体直径大;相同提升速度(0.5m/min),无气喷流时,成桩直径一般为 1.65～1.9m,而有气喷流时,直径可达到 2.1～2.2m,说明气喷流能够增加固结体直径;在有气喷流时,提升速度 $V=1.0m/min$,直径为 1.9m,而提升速度 $V=0.5m/min$,直径为 2.2m,可见降低提升速度可增大固结体直径。

(2)4 喷嘴的效果无论从形成的固结体直径还是强度都比 8 喷嘴的效果好;当有气喷流时,气体与浆液混合,因而固结体强度降低。

(二) DMSWM 工法

DMSWM(Deep Mixing by Spreadable Wing Method)工法也是将机械搅拌与高压喷射搅拌组合而成,它与上述方法不同之处,其搅拌翼是张合型,当钻杆提升时,油缸推动内钻杆向上,同时齿棒与内钻杆提升装置相连,齿棒也向上运动,齿轮齿条传动机械转变为旋转运动,再由斜齿轮传送到旋转轴,旋转轴带动齿轮转动,齿轮的转动使钻头上搅拌翼向外张开,最后成水平方向。当下钻时,引起齿轮反转,从而使搅拌翼收回。一般使用双重或三重钻杆,A 管为水管,B 管为水泥浆管,C 管为压缩空气管。DMSWM 法需要的钻孔直径 600mm,搅拌翼伸展时的直径为 2000mm。当与高压喷射注浆组合时,可以得到相当大的直径(2.4～3.6)m 的柱体。

用 DMSWM 法在砂土和粘性土中进行了试验。粉砂土的 N 值为 0～1,$q_u=30kPa$,$\phi=16°$,$c=7.5kPa$,从地下 5m 喷射搅拌到地面下 2m,开挖到 3m。喷射参数与固结体直径见表 8-22。

喷射参数与固结体直径　　表 8-22

试桩编号	水泥浆		压缩空气流量 (m^3/min)	喷射搅拌时提升速度(m/min)	成桩直径 (m)
	喷射压力(MPa)	流量(l/min)			
1	20	48	-	12	2.45
2	40	100	-	10	2.92
3	40	100	-	30	3.15
4	25	108	1.7	30	3.67
5	25	108	1.9	10	3.0

粘聚力 60～100kPa,喷射参数使用喷射压力 20MPa 和 40MPa,提升速度为 10m/min。固结体 28 天的单轴抗压强度为 700～2 920kPa。DMSWM 法已用于临时支护桩和通风塔基础

加固。

(三)LDJCM 工法

LDJCM(Low Displacement Jet Column Method)工法的钻机可以自行移动,钻机功率为30kW,转速3~40r/min。钻头由排土盘和超高压喷浆嘴组成。喷浆引起的地下压力和排土盘的作用,使排出的土量正好等于注入浆液的体积。该工法用机械方法排除泥浆,而不像三管高压喷射注浆法那样用压缩空气的提升作用排泥浆,排出的土量少,减少了高压喷射注浆在市区使用时昂贵的泥浆排放和运输费用。另一个特点是能够减少地下周围土体的位移,施工时对周围已有建筑物无影响。由于超高压水泥浆喷流的压密作用,加固粘性土时强度较高。

LDJCM 在砂土层做过试验,砂层为粉砂,N 值为 5~7,试验深度在地下 16~21m,长度5m,桩直径1.00m。同时与一般高压喷射注浆法进行了比较。试验表明;

(1)这种工法引起的水平位移仅是普通喷射注浆法的1/6。

(2)在孔口用1.8m×1.8m×0.8m 的钢板围起来测施工过程中排土量,每孔排土量为1.2~1.6m^3,平均排土量是设计浆量的90%。

这种工法已用于基坑工程。

(四) WJDCG 工法

WJDCG(Water Jet and Dry Consistency Grout,又名Jet and Compaction,简写为J&C)工法的钻头搅拌翼是张合型。下钻时合起来,提站时张开。搅拌翼张合采用油压驱动系统和内管推动方式。钻头每边有两个搅拌翼,每个翼上有一个与水平方向成30°的水喷嘴。钻杆的内管为稠密度浆液,外管为高压水。水射流的喷射压力为9.8~19.6MPa,流量为200l/min,转动速率为5r/min。成桩直径大于1.2m。泥浆处理部分由6个分离器组成,处理泥浆的速率为200~300l/min。当搅拌翼伸开时,在粉细砂土(SPT 为 4~7)中,钻进速度达 5~10min/m,合拢时,钻进速度为3~5min/m。

WJDCG工法主要特点:一是高压水切削的泥浆在地面上分离,浓缩泥浆与固化剂搅拌成稠密度浆液再用于灌注,分馏出的水再用于高压水射流,这种循环利用,便排出的泥浆是一般高压喷射注浆排出的泥浆量的1/4~1/2,泥浆排放费用大大降低;二是使用张合型搅拌翼,加固体的直径比较规则,直径不小于1.2m,固结体内强度分布均匀。

三、国内研究现状

(一)水泥加固土的工程性状

为了研究软土经加固后的特性,以便为工程设计提供可靠的参数,各地进行了大量的室内水泥土试验。同济大学叶观宝[8][10][12][62][70]、冶金部建筑研究总院地基室周国钧[1]等进行了大量的水泥土配比试验及工程性能试验,总结归纳出其规律,并详细分析影响水泥土工程性能的因素,建立了相应的相关关系。在上海市地基处理技术规范中,首次列入室内水泥土无侧限抗压强度试验方法。

(二)设计计算

1. 单桩

水泥土桩是介于刚性桩与柔性桩间具有一定压缩性的半刚性桩,桩身强度越高,其特性越接近刚性桩;反之则接近柔性桩。桩越长,则对桩身强度要求越高。但过高的桩身强度对复合地基承载力的提高及桩间土承载力的发挥是不利的。为了充分发挥桩间土的承载力和复合地基的潜力,应使土对桩的支承力与桩身强度所确定的单桩承载力接近。

桩身强度折减系数 η 是一个与工程经验以及拟建工程的性质密切相关的参数。工程经验包括对施工队伍素质、施工质量、室内强度试验与实际加固强度比值,以及对实际工程加固效果等情况的掌握。拟建工程性质包括工程地质条件、上部结构对地基的要求,以及工程的重要性等。

桩端地基承载力折减系数 α 取值与施工时桩端施工质量及桩端土质等条件有关。当桩较短且桩端为较硬土层时取高值。如果桩底施工质量不好,水泥土桩没能真正支承在硬土层上,桩端地基承载力不能发挥,且由于机械搅拌破坏了桩端土的天然结构,这时 $\alpha = 0$。反之,当桩底质量可靠时,通常取 $\alpha = 0.5$。

水泥土桩单桩承载力由于桩身强度是有一定限制的,也就是说,水泥土桩从承载力角度,存在一有效桩长,单桩承载力在一定程度上并不随桩长的增加而增大。

2. 复合地基

桩间土承载力折减系数 β 是反映桩土共同作用的一个参数。当 $\beta = 1$ 时,则表示桩与土共同承受荷载,由此得出与柔性桩复合地基相同的计算公式;当 $\beta = 0$ 时,则表示桩间土不承受荷载,由此得出与一般刚性桩基相似的计算公式。

3. 沉降

水泥土搅拌桩复合地基变形 S 的计算,包括搅拌桩群体的压缩变形和桩端下未加固土层的压缩变形之和, 计算搅拌桩群体的压缩变形的方法一般有以下三种:

(1)复合模量法: 将复合地基加固区增强体连同地基土看作一个整体,采用置换率加权模量作为复合模量,复合模量也可根据试验而定,并以此作为参数用分层总和法计算;

(2)应力修正法:根据桩土模量比求出桩土各自分担的荷载,忽略增强体的存在,用弹性理论求土中应力,用分层总和法求出加固区土体的变形;

(3)桩身压缩量法:假定桩体不会产生刺入变形,通过模量比求出桩承担的荷载,再假定桩侧摩阻力的分布形式,则可通过材料力学中求压杆变形的积分方法求出桩体的压缩量。

桩端下未加固土层的压缩变形的计算方法一般有以下四种:

(1)应力扩散法:此法实际上是地基规范中验算下卧层承载力的借用,即将复合地基视为双层地基,通过一应力扩散角简单地求得未加固区顶面应力的数值,再按弹性理论法求得整个下卧层的应力分布,用分层总和法计算;

(2)等效实体法:即地基规范中群桩(刚性桩)沉降计算方法,假设加固体四周受均布摩阻力,上部压力扣除摩阻力后即可得到未加固区顶面应力的数值,即可按弹性理论法求得整个下卧层的应力分布,按分层总和法计算;

(3) Mindlin - Geddes 方法:按模量比将上部荷载分配给桩土,假定桩侧摩阻力的分布形式,按 Mindlin 基本解积分求出桩对未加固区形成的应力分布;按弹性理论法求得土分担的荷载对未加固区的应力,再与前面积分求得的未加固区应力叠加,以此应力按分层总和法计算;

(4)当层法:根据加固区复合模量和未加固区模量,将加固区换算成与未加固区模量相当的土层,由弹性理论计算未加固层中竖向应力,然后由此应力按分层总和法计算。

4. 设计步骤[71]

软土地区的建筑物,都是在满足强度要求的条件下以沉降进行控制的,叶观宝等提出在水泥土桩复合地基设计中的控制指标:施工桩长以沉降控制;有效桩长以桩身强度控制。

5. 优化设计指标[71]

在水泥土搅拌桩设计中,存在最优置换率、最优桩体刚度及有效桩长。目前,对于有效桩

长的研究较多,而对于有效置换率和最优桩体刚度却研究较少,并且研究有效桩长,多是从单桩分析入手,没有考虑群桩效应以及桩与土之间的相互作用,这与实际情况不符。

第八节　土工合成材料

一、土工合成材料的品种

土工合成材料是应用于岩土工程的、以人工合成材料为原材料制成的各种产品的统称。因为它们主要用于岩土工程,故冠以"土工"(geo)两字,称为"土工合成材料",以区别于天然材料。这个名词是1994年第五届国际土工合成材料学术会议上确定的,英文名称为"Geosynthetics"。土工合成材料的原材料是高分子聚合物(polymer),它们是由煤、石油、天然气和石灰石中提炼出来的化学物质制成,再进一步加工成纤维或合成材料片材,最后制成各种产品。制造土工合成材料的聚合物主要有聚乙稀(PE)、聚酯(PER)、聚酰胺(PA)、聚丙烯(PP)和聚氯乙烯(PVC)等。它们的性能各具特点,可以制成适合不同场合需要的多种土工合成材料产品。这些产品根据我国《土工合成材料应用技术规范》(GB50290—98)可分为四大类:

1. 土工织物(Geotextile),按织造方法不同分为织造型土工织物(Woren geotextile)和非织造型土工织物(non-woren geotextile),非织造型土工织物又称为无纺布;
2. 土工膜(geomembrane),分为加筋土工膜和不加筋土工膜;
3. 土工复合材料(geocomposite),分为复合土工膜(composite geomembrane)、塑料排水带(prefabricated strip drain)、软式排水管(渗水软管)和土工网芯的排水板材等等;
4. 土工特种材料,分为土工格栅(Geogrid)、土工网(geonet)、土工模袋(fabriform)及土工格室、土工管、土工包、聚苯乙烯板块、土工合成材料粘土垫层(GCL)等。

各种不同的土工合成材料适用于不同的条件:

(一)非织造型土工织物(无纺织物)

这种材料的最主要用途是作为排水反滤层,以代替天然粒状滤层的作用,并且还可起一定的隔离作用。至于加筋加固作用则只有当加固要求不高的情况下,无纺织物能附带地起一些作用。

当无纺织物用作排水反滤层时,材料的选择至关重要,这个问题也是土工合成材料使用中的一个难点,目前研究得还很不够。应当指出,反滤所要保护的土可能多种多样,它所针对的水流状况也有不同,比如堤坝背水坡排水设施所针对的是单向渗流;堤坡与岸坡的护坡反滤层所面临的是双向水流,甚至还有波浪掏蚀的真空作用;而汛期在堤防背水侧透水地基中出现的管涌,则是压力很高、水量很大的挟沙紊流,等等。它们的滤层选择原则应当有所不同。但这方面还缺乏理论研究和实践经验。

(二)织造型土工织物(有纺织物)

这种织物应用很广,最主要的是做成各种土工合成材料产品或土工合成材料系统(Geosystem),如编织袋、防汛袋、土工模袋、土工管(枕)、软体排和褥垫等。同时,它也可直接用作隔离层或作为加筋材料(当要求不很高时)。

(三)土工膜或复合土工膜

它主要用于防渗、防漏或需要密封的部位,因此在水利工程和环保工程中应用广泛。由于土工膜的厚度很薄,容易损坏,因此在其两侧往往设有保护层或垫层(支持层),以保证其完整

性，用作保护层的材料有无纺织物或有纺织物等。若将这些材料在工厂生产时就粘合在一起，则就成为复合土工膜，根据使用要求有一布一膜、两布一膜、三布两膜等不同品种。

(四) 土工加筋带或土工格栅

这种材料用于土的加筋和加固。土工格栅因其具有很高的强度和很低延伸率，以及与土之间高摩擦力和咬合力，常用于加筋要求很高的场合。

土工加筋带可以直接用来加筋土体(如挡墙背后填土的加筋)，也可按一定间隔缝于土工织物上，增强织物的强度，以便制成各种比较牢固的土工合成材料系统。

(五) 排水带和排水软管

排水带用于土体的排水，或促进土体的固结，在公路、水闸和房屋地基中应用广泛。排水软管则用于各种排水工程中。

(六) 土工模袋

这种土工合成材料制品用于岸坡和堤坡的护坡，它代替了混凝土的浇注模板，故称模袋。

二、国外发展状况

国际上土工合成材料的应用最早可以追溯到30年代，主要在美国用于渠道防渗。但只是零星的应用，并未把它作为一种独立的工程材料有意识地、自觉地加以应用，也谈不上应用技术的研究。

土工合成材料作为一种专门的材料走上工程界的舞台始于50年代。首先在美国，以后又在欧州和日本等地迅速地扩展，主要用于中小型的护岸和防护工程上。1958年 R.J. Barrett 在美国佛罗里达州利用聚氯乙烯织物作为海岸块石护坡的垫层，可以认为是土工织物应用于工程的开始。50年代末至60年代初荷兰的三角洲工程是正规的、大规模的使用土工合成材料的典型工程范例，估计其使用量超过 $1\times10^7\ m^3$，仅在东谢尔德闸工程中，所用的土工合成材料产品有：由丙纶纺织物制成的沥青、碎石软体排(每块面积为17m×400m)，由丙纶纺织布作排底布的混凝土块软体排(每块面积为30m×200m)，由上层的砾石软体排(每块面积为60m×30m)和下层的反滤软体排(每块面积为200m×42m)组成的基础褥垫，和由绵纶有纺织物(面积为8m×100m)做成的圆形长筒内装入砾石而形成的砾石枕。荷兰三角州工程的成功实践引起国际上对土工合成材料的广泛重视，它被认为是一种新型的土木工程材料而正式登上岩土工程的舞台，开始了它为人瞩目的发展历程。

从60年代开始，土工合成材料的应用一直以稳定的速度增长。现已形成年产值高达10亿美元的产业。1996年，在北美单使用土工膜和土工织物就高达8亿美元，这两种材料是应用最广的土工合成材料。近年来，在欧洲和亚洲土工合成材料的使用也大为增加。土工合成材料已不再是一种新材料，重点已不放在研究和发展一种新型材料，而是如何更广泛的应用已经存在的材料。美国联邦公路管理局、美国公路与交通协会已同意各种土工合成材料在公路和桥梁中的应用。土工合成材料主要应用于交通、岩土工程和环境工程领域中。

在南非，大范围的开矿已带来严重的问题，产生地面沉降、损坏地面建筑，为了解决这一问题，南非矿业部门聘请的工程师选用装满泥浆的土工织物管支撑上覆压力。这样的处理方案不但提供了足够的加筋加固，而且合理地使用了矿山废物。

用土工格栅在有机质软土上建造路堤。工程位于加拿大安大略省 Hubrey 公路与 Wilton Grove 公路的交接处。在压缩层上分布着泥炭和有机质淤泥。为了在这样的软土上建造路堤，采用分级施工，以利于超孔隙水压力的消散和地基土强度的增长。在填土之前，在有机质

土上铺设土工格栅。在施工第一阶段,在土工格栅上填充 1.5m 厚的碎石类土,之后将土工格栅卷起,上面再铺设 1m 厚的填土。在施工第一阶段完成时,测得路堤中心线上的沉降为 1.5m,其中 70%～75% 由有机质淤泥压缩引起,25%～30% 由泥炭压缩引起。施工过程中,测得超孔隙水压力系数为 0.34～0.38,超孔隙水压力的消散明显。

1977 年在法国巴黎召开了"织物在岩土工程中的应用国际会议",被认为是第一届国际土工织物会议,以后每隔 4 年召开一次国际会议,至 1998 年已召开了 6 届,历届国际会议对土工合成材料的应用与发展均起很大的推动作用。"国际土工织物协会(IGS)"成立于 1983 年。以后由于各种新产品的不断涌现,"土工织物"的名词已不能涵盖全部的合成材料产品,因此,1990 年在海牙召开的第四届国际会议上更名为"国际土工织物、土工膜及相关产品会议"。在第五届国际会议上又将"国际土工织物协会"正式改名为"国际土工合成材料协会",相应的四年一届的国际会议的名称也改为"国际土工合成材料学术会议",这个名词至今仍在使用。这些国际性的交流活动,促进了土工合成材料向世界各地大力的推广和向各个工程领域迅速地渗透。据不完全统计,全世界每年应用土工合成材料的工程至少在一万项以上,所用的土工合成材料超过 10 亿 m^2。

三、国内发展状况

我国应用土工合成材料最早也是在 60 年代中期从水利工程开始的。河南人民胜利渠、陕西人民引渭渠、北京东北旺灌区和山西几处灌区采用了聚氯乙烯和聚乙烯薄膜作渠道防渗材料效果良好。不久推广到水库、水闸和蓄水池等工程。

1965 年为了防治桓仁水电站混凝土支墩坝的裂缝漏水,用沥青聚氯乙烯热压膜锚固并粘贴于上游坝面,取得了良好的效果。这是我国利用土工合成材料处理混凝土坝裂缝的首例。土工膜用于防渗补漏的工程在 70 年代后期和 80 年代已有一定的数量。1983 年开始,北京市采用了编织布与塑料薄膜相结合的复合土工膜解决了十几处已建的中小型水利工程的渗漏问题,这是复合土工膜应用的雏形。与此同时,铁路上也成功地应用氯丁橡胶作为基面的封闭层。可以认为,塑料薄膜和合成橡胶是我国应用最早的土工合成材料。

土工织物的应用在我国相对较晚,1976 年在江苏省长江嘶马护岸工程,是应用编织布的首例,所用的材料为聚丙烯扁丝织成,结合聚氯乙烯网绳和混凝土块压重,组成软体排,防止河岸冲刷,稍后在长江其他地段的护岸和江都西闸等工程上也都使用了类似的软体排,以代替传统的埽工。内装砂、石等的编织布土枕、石枕等用来加固地基的例子也时有所闻。然而在这一时期,土工织物在美欧和日本等国则蓬勃发展,而我国则处于初始阶段,比世界上的先进水平落后了十几年。

随着与国际交流的日益增多,我国一方面派人积极参加各种国际活动,同时开始引进外国的先进土工合成材料产品和应用技术,对我国起了很好的借鉴和推动作用。1986 年 4 月我国有代表 3 人第一次参加了在维也纳召开的"第三届国际土工织物会议",打开了通向世界的渠道。1990 年在荷兰海牙召开的"第四届国际土工织物、土工膜及相关产品会议",我国有 5 位代表参加,提交论文 5 篇。1994 年在新加坡召开的"第五届国际土工织物、土工膜及相关产品会议",我国有 15 位代表参加,提交论文 10 篇,在大会上宣读 2 篇。1998 年在美国亚特兰大召开的"第六届国际土工合成材料学术会议",我国有 12 名代表参加,提交论文 9 篇。在这期间,还多次参加了地区性或专门性的国际会议,有助于我国获得国际上新的信息,促进这项新技术在我国的发展。这个阶段的特点是从国外引进新的土工合成材料和技术与我国广泛地开

发新产品、应用新技术相结合的时期。

80年代中期,我国水利部门开始引进低压塑料输水管道为灌区所用,铁路部门研究试验应用美英等国生产的无纺织物整治和防止铁路路基的翻浆冒泥,取得良好的效果。交通部门引进日本生产的塑料芯带和织物滤膜组成的塑料排水带,并自行研制,成功地用于天津新港软基处理工程中。

1983年,江苏交通部门引进日本的锦纶土工模袋,用于浇筑混凝土护坡。这些新技术和新材料在我国的尝试,扩大了人们的眼界,启发了人们的思路,因此自80年代中期以后,我国掀起了生产和应用土工合成材料的高潮。这时,生产和制造各种土工合成材料的工厂如雨后春笋一般迅速地建立起来,产品几乎涵盖了除土工格栅等少数几个特殊品种外的各种土工合成材料,其中发展得最快的要数无纺土工织物。早在80年代中期,无纺土工织物就开始用作水利工程的反滤层材料,效果良好,其实例有云南麦子河水库、内蒙古的翰嘎利水库、天津的鸭浣水库、黑龙江的引嫩工程、河北的庙官水库等,以后更进一步推广到储灰坝、尾矿坝、水坠坝、港口码头、海岸护坡及地基处理工程等。与此同时,织造型土工织布,尤其是它的制成品,以及塑料排水带、土工模袋、低压塑料输水管道都用得十分广泛。另外,复合土工膜、加筋带、土工网垫(植草),泡沫塑料、土工格栅等材料也逐渐得到了应用。据统计,截止1988年我国已有500多项工程(不包括群众性的、小型的、临时性的,以及水井和低压管道工程)应用了不同类型的土工合成材料[81]。另一方面,伴随着土工合成材料在工程的广泛应用,也导致了技术交流与学术研究的开展。

1984年10月,来自不同单位的20多位同志,聚集于天津,在黄文熙教授的倡导和支持下,成立了我国第一个有关土工合成材料的组织——土工织物协作网。1986年10月,在天津召开了第一届全国土工织物学术讨论会,参加会议的代表达400多人,其中还包括20多位外国专家和厂商,收到论文70余篇,气氛热烈,盛况空前。此时网员单位已发展到180余个。与此同时,国内的有关学术组织也相应地组建并极积开展活动,1988年在水利学会岩土力学专业委员会下,成立了土工合成材料专门委员会;1989年在中国水力发电工程学会下成立了土工合成材料专业委员会;1990年成立了国际土工织物协会(IGS)中国委员会(中国分会),英文简换CTAG。这些学术组织对于推广土工合成材料在我国的应用起了很好的促进和纽带作用,成为一支推广、交流和发展我国土工合成材料工程应用事业的一支活跃的和不可缺少的力量,在相关行业界中有很大的影响。正是鉴于这一点,1995年在国家主管部门的支持和有关方面的努力下,正式成立了独立的一级学术组织——中国土工合成材料工程协会。该协会的成立是对这一学科作用及其地位的法定认同,为今后开展各项工作提供了有利条件和创造了良好的环境。协会成立5年以来,在协会同志的努力和主管部门的支持、指导及各会员单位的积极参与下,多项工作开展得更加有序和活跃,也更有成效,尤其在1998洪水以后,配合有关部委的部署,积极贯彻国务院领导的有关指示,大力推广和规范土工合成材料在我国的应用,协助编制规程规范,编写各种技术资料、宣传普及各种技术知识,总结各地应用经验,因此可以说从90年代中后期开始,我国的土工合成材料技术已开始了一个新的发展阶段。其特点是:有组织和规模化,逐步规范化,注意多种产品的开发,各种可能的领域和场合的推广应用,以及技术上开始有所创新。同时,一些有见地,有新意,有实践验证的学术研究成果也逐渐见诸于各种出版物和学术会议中。

目前,我国的土工合成材料应用事业正方兴未艾,应用的规模日益扩大,据1998年估计,全年的土工合成材料总用量已达4亿 m^2,在世界上也名列前茅。但如何“用得对,用得好,用

得精”,则还有不少的问题存在,还有许多事情要做。正是考虑到当前的实际情况,国家经贸委和水利部在全国范围内建立若干个“土工合成材料应用示范工程”的决策是十分正确和必要的,它将对我国土工合成材料的应用规模、质量、成效,以及应用技术的进步,起到更好的推动作用。

四、工作机理与设计方法的研究

国际上对此问题相当重视。他们不仅有一系列的规范、导则、规程指导土工合成材料的应用,而且在美国、英国、荷兰、加拿大等国有不少人发表专著讨论这些问题,比较流行的有John, M.W.M.“Geotextiles”, 1987; Van Zantan, R.V.ed.“Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering”, 1986; Robert M. Koerner“Designing with geosynthetics”, 1998, 等,尤其是后者,自1986年出版第1版以来,每隔4年修订一次,1998年已出第4版,每版都有不少内容的更新。为了促进技术交流,国际土工合成材料协会还出版了两本世界性的杂志:《Geotextile and Geomembrane》和《Geosynthetics International》。

我国在这方面也做了许多工作,仅在90年代中就先后出版了《土工合成材料测试手册》(1991,南京水利科学研究所),《土工合成材料工程应用百例》(1992,土工合成材料技术协作网),《土工合成材料工程应用手册》(1994,土工合成材料工程协会,2000年第二版),《堤防工程土工合成材料应用技术》(1999,包承纲主编,水利部国际合作与科学技术司审定)等专著。1998年以后,在国家有关主管部门的主持和支持下,与土工合成材料应用技术和机关产品有关的10余本规范、规程相继编制完成,并陆续颁布执行,极大地推动和规范了我国这方面技术的应用与发展。

与此同时,我国在设计计算方法和工作机理的研究上也取得了一些有意义的成果。例如,关于加筋机理方面,原有的一些加筋土稳定滑弧计算方法不能如实地反映土工合成材料的加筋作用,按该加筋工作机理即使采用有限元法,稳定安全系数也提高得十分有限,而试验和实际表明,土体实际上得到了很大的加强,两者是矛盾的。福州大学的徐少曼认为土工织物的综合加筋效应应包括三点:土工织物的抗拉作用、织物与土体的摩擦作用及加筋垫层的应力扩散作用。按此方法计算,加筋土的安全系数大幅度的提高,且与实测情况较为接近,可见,现行的仅考虑抗拉作用一项是远远不够的。事实上抗拉的效应与摩擦作用等相比,也是较小的。因此,徐少曼的方法就更为合理。又如在加筋土的本构和计算模拟方面,近年来香港理工大学的殷建华建议了模拟软土上土工合成材料加筋的粒状填料性状的数学模型,它在Pasternak剪切层假定的基础上,在模型中增加了变形相容条件,并引入了土工合成材料的刚度参数。经与现存的二维有限元模型和三个其他的一维模型比较,该模型在变形和拉力方面获得了更好的结果。除上述成就外,在反滤层的设计上,王正宏根据国内各种有关资料,归纳出了反滤设计的三个准则:保土准则、透水准则和防堵准则。它们已列入有关规范中,具有重要的实用价值。

五、加筋垫层[63]

砂石垫层为散体结构,不能承受拉力,抵抗不均匀沉降和限制水平位移的能力有限。随着土工合成材料的广泛应用,在砂石垫层中增加铺设一层或多层的土工织物,形成加筋土垫层,并进一步发展了多种形式的土工合成材料加筋土垫层。如土工格栅垫层(Geogrids mat)、土工格室垫层(Geocell)、土工垫(Geomat)等。90年代以来,先后采用土工合成材料加筋土垫层处理铁路路堤软基(三茂线,1990),大型油罐软基(南京炼油厂$2\times10^5m^3$贮油罐,1992),高速公

路软基(沪宁、杭甬高速公路,1994),贮灰坝软基(浙江肖山电厂,1991),海塘软基(浙江秦山核电厂,1993),房屋建筑物软基(杭州建材研究所实验室,1995)。

(一)加筋垫层的发展[63]

通过工程实践和现场测试及理论研究,加深了对加筋垫层作用机理的认识,归纳起来主要有:

1. 土工加筋垫层具有一定的抵抗水平拉力能力,即当路堤—垫层—地基产生滑动破坏时,垫层内的土工织物将提供较大的抵抗滑动之拉力,从而提高抗滑稳定性。

2. 土工织物加筋垫层可有效地限制和减小地基的侧向位移和剪应变,而土只有当剪应变达到其破坏值才会发生剪切破坏,因此土工织物加筋垫层的水平约束作用有利于增强地基的抗滑稳定性。此外,侧向位移减少将使竖向沉降随之减小。

3. 采用土工织物加筋后的垫层具有一定的抗弯刚度,即当其承受不均匀压力或地基产生不均匀沉降时,可以对所承受压力进行调整,即垫层下的压力分布可以不同于垫层顶面所受压力。

4. 土工织物加筋垫层与未加筋垫层相比强度指标和应力—应变关系指标均有所变化,强度提高使加筋垫层的应力扩散效应更加明显,应力趋向均匀化有利于提高地基抗滑稳定性和减小地基不均匀沉降。

5. 土工织物自身具有良好的渗透性,当垫层材料渗透性不能满足排水要求时,土工织物垫层同时也可改善垫层的透水性。如沪宁高速公路普遍采用一层土工织物加筋 30cm 厚砂垫层替代非加筋 50cm 厚砂垫层。

6. 土工织物还具有隔离作用,即将地基软土、垫层及路堤填料有效地分隔开来,确保垫层水平连续性,从而使砂垫层厚度可适当降低。

目前,土工织物加筋技术在土建工程大面积地基处理中得到广泛应用,在高等级公路和铁路软土地基处理中应用则更加广泛,但设计拉力与方法仍很不成熟,按现有拉力和方法计算出一层土工织物加筋提高的抗滑安全系数约在 0.03,减少地基不均匀沉降 5%～8%,而实测资料表明抗滑安全系数可提高 0.15～0.20,减少地基不均匀沉降 15%～30%。

(二)加筋垫层发展中存在的问题[63]

1. 为测试土工织物内拉力变化,沿土工织物粘贴应变片,由于现有应变片均为测试钢筋等金属材料应变所用,故应变量小,而土工织物应变量大,测试结果不可靠。

2. 用室内三轴试验研究加筋体的强度和应力—应变关系特性,由于试样直径太小,土工织物的水平约束作用等无法充分发挥,测试结果不能充分体现土工织物的加筋作用。

3. 用拉拔试验和直剪试验研究土工织物与加筋土体的界面特性,界面应力不均匀,土体不变形,不能正确反映界面特性。

4. 现有拉力分析公式仅考虑了土工织物的抗拉力,而未考虑限制水平位移、竖向应力重新分布及加筋垫层性质的变化,计算出的加筋效果不明显是自然的。

5. 现有有限元分析方法中,土工织物与垫层分别划分单元并在界面设置接触面单元,对垫层特性变化反映不足,界面特性模拟不准确,尤其是土工织物单元与土体单元尺寸相差太大,由于计算舍入误差影响,土工织物单元劲度小,求得的加筋效果不理想。

(三)加筋垫层的展望[63]

1. 用单剪仪试验研究土工织物与土的界面特性及加筋影响范围。

2. 用模型槽试验和大三轴试验测定加筋垫层的强度和变形特性,尤其是注意水平向特性

和各向异性特性的研究。

3．将土工织物与垫层作为复合整体,考虑加筋垫层的各向异性和特殊的强度与变形特性,用有限元法分析路堤—垫层—地基的共同作用下的应力和变形分布规律,全面考虑土工织物抗拉、限制水平位移、抵抗竖向不均匀沉降(竖向应力重新分布)及加筋垫层的特殊性质新的稳定分析和变形计算方法。初步研究结果表明:这样计算出的土工织物加筋的稳定安全系数提高值和不均匀沉降减小值可达15%左右。

六、问题与展望

目前,虽然在使用与发展土工合成材料方面,已经有了一个良好的开端并取得了长足的进步,但是总的说来,我国的土工合成材料技术还处于初级阶段,基本上还处于对国外的技术引进、募仿推广和逐步消化的阶段。结合我国实际而发展的有开拓性和创新性成果仍凤毛麟角,十分稀少,有许多技术问题尚待解决,工程中对土工合成材料存在的一些疑问和难点仍需化大力气去研究。

(一)施工方法、机具和仪器设备

我国目前对有些应用技术无法使用和推广,其重要原因之一是施工机具的限制,如对崩岸处理和大规模护坡工程很有效的土工包和大型土工管就缺乏适当的抛投机具。

土工合成材料的工作机理研究,缺乏合乎要求的测试土工织物变形和受力状态的仪器设备。对管涌机理,塌坡机理以及抢护措施的研究因缺乏合适的大型仪器设备而无法突破。

(二)土工合成材料的质量与新品种

虽然我国已经可以生产绝大部分土工合成材料产品,但仍存在产品质量和数量与市场要求的矛盾。通用的、大路的产品过多,特殊的,技术含量高的产品,或者它们的制成品过少。现有的产品也还存在着品质稳定、质量均匀的问题。例如无纺织物虽然应用很广,产量也很大,但满足不同需要的、质量稳定的,孔径和其他各项性能指标符合要求的产品仍有一定的距离。

新品种的开发也十分重要,除土工包和大型土工管袋以外,带滤水点的土工模袋,新型的格栅,各种环保用的产品等均有待进一步的开发和使用。

(三)土工合成材料的应用领域

目前虽然土工合成材料应用已相当广泛,但有些重要的、且适合采用土工合成材料的领域却仍然应用不广,或者还有很大的发展空间。这些领域有环保工程、海洋工程、建筑工程、农业改造工程和水土保持工程等。此外,在即使已广为应用的防汛抢险中,仍存在应用不佳和简单化的情况,真正应用这种材料避免或消除了重大险情的实例还不多。

参 考 文 献

[1] 地基处理手册编写委员会．地基处理手册．北京:中国建筑工业出版社,1988．

[2] 叶书麟编著．地基处理．北京:中国建筑工业出版社,1988．

[3] 地基处理学术委员会．第二届地基处理学术讨论会论文集．烟台,1989．

[4] 地基处理学术委员会．第三届地基处理学术讨论会论文集．杭州:浙江大学出版社,1992．

[5] 地基处理学术委员会．第四届地基处理学术讨论会论文集．杭州:浙江大学出版社,1995．

[6] 地基处理学术委员会. 第五届地基处理学术讨论会论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1997.

[7] 中华人民共和国行业标准:建筑地基处理技术规范(JGJ79 - 91). 北京:中国计划出版社,1992.

[8] 上海市标准:地基处理技术规范(DBJ 08—40—94). 上海市工程建设标准化办公室,1994.

[9] 林宗元主编. 岩土工程治理手册. 沈阳:辽宁科学技术出版社,1993.

[10] 叶书麟,韩杰,叶观宝编著. 地基处理与托换技术(第二版). 北京:中国建筑工业出版社,1994.

[11] 叶观宝,叶书麟. 水泥土搅拌桩加固软基的试验研究. 同济大学学报,1995(3).

[12] 叶观宝. 水泥土桩复合地基在上海地区的应用与发展. 见:龚晓南主编. 复合地基理论与实践. 杭州:浙江大学出版社,1996.

[13] 叶观宝,叶书麟. 深层搅拌桩加固软基研究. 地基处理和桩基国际会议论文. 南京,1992.

[14] W.F.Van Impe(周琳,于小军译). 地基处理技术的最新进展. 地基处理,1998.V9(4):43～59.

[15] 龚晓南. 地基处理技术发展展望. 地基处理,2000.V11(1):3～8.

[16] 方永凯. 碎石桩复合地基若干实践经验. 地基处理,1997.V8(3):3～14.

[17] 昝月稳. 国外深层喷射搅拌法的发展. 地基处理,1997.V8(2):44～51.

[18] 史光金,常璐,龚晓南等. 软弱地基强夯加固效果评价的研究现状. 地基处理,1998.V9(4):3～11.

[19] L.Menard, Y.Broise. Theoretical Practical Aspects of Dynamic Consolidation. Geotechnique,1975.23(1):3～18.

[20] G.A.Leonard et al. Dynamic Compaction of Granular Soils. ASCE,GT1,1980,V106(1):35～46.

[21] 范维垣. 强夯法处理地基中的几个根本问题. 太原工学院学报,1982(2):15～26.

[22] 张峰. 碎石土的强夯模型试验研究. 建筑科学,1992(3):25～28,58.

[23] 齐玉凯. 强夯法地基的有效加固深度. 桂林工学院学报,1995.V15(3):269～275.

[24] R.G.Lukas. Densification of Loose Depisitd by Pounding. ASCE,GT4,1980,V106(4):435～446.

[25] H.Y.Fang, G.W.Ellis. Laboratory Studyof Ground Response to Dynamic Densification. Firth Firth. Engrg.Lab.Report. No.462.6Lehie. Univ.

[26] K.Marinescu. Modified Method orIntensive Dynamic Compaction of WeakSoil, Mech. and Foundation Eng, 1986,23(2):73～78.

[27] 汪文善. 强夯法商榷. 第四届全国土力学与基础工程学术讨论会论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1983.

[28] 王成华. 强夯地基加固深度估算方法述评. 地基处理,1991.V2(1):20～24.

[29] Y.Luongo. Dynamic Compaction: Prredicting Depth of Improvement. ASCE Specialty Conf. on Grouting, Soil Improvement & Geosynthests,1992:927～939.

[30] 张永钧等. 强夯法处理大块抛石地基的试验研究. 第三届全国地基处理学术讨论会

论文集. 秦皇岛,1992:395～400.

[31] M. Mikasa, N. Takada et al. Dynamic Consolidation Test in Centrifuge. 12th ICSMFE,1989,V2:947～950 .

[32] C.J. Poran et al. Impact Response of Granular Soils. Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquaken Engrg. and Soil Dynamic, St. Louis, 1991, V2:1397～1398.

[33] C.J. Poran. et al. Impact Behavior of Sand. Soils and Foundations. 1992, V32(4):81～92.

[34] C.J. Poran. Design of Dynamic Compaction. Canadian Geotechnique, 1992, V29(2): 796～802.

[35] K. W. Lo. et al. Unified Approach to Ground Improvement by Heavy Tamping. ASCE, GT3, 1990, V116(3):514～527 .

[36] 董耀. 强夯加固软土地基的实践与机理. 上海水利. 1995(3):25～29.

[37] R. Scott et al. Soil Compaction by Impact. Geotechnique, 1975, V25(1).

[38] P. W. Mayne et al. Impact Stress During Dynamic Compaction. ASCE, 1983, V109: GT10:1342～ 2346.

[39] H. L. Jessberger et al. Heavy Tamping: Theoretical and Practical Aspects. 10th ICSMFE, 1981:695～699.

[40] 王盛源. 强夯加固松软土地基. 水利水运科学研究,1985(4):79～96.

[41] 王成华. 强夯地基加固深度估算的等效拟静法. 第六届全国土力学与基础工程学术讨论会论文集. 上海:同济大学出版社,1991:617～620.

[42] 左名麒. 震动波与强夯机理. 岩土工程学报,1986. V8(2):55～62.

[43] 王钟琦等. 强夯机理及其环境效应. 第四届全国土力学与基础工程学术讨论会论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1983.

[44] M. Th. Smits. et al. The Effect of Dynamic Compaction on Dry Granular Soils. 12th ICSMFE, Rio Jareiro:1989, V2:1419～1422.

[45] 钱学德. 强夯法室内试验和理论计算. 工程勘察,1983(1):31～35.

[46] 赵维炳. 设置砂井的动力固结计算. 华东水利学院硕士研究生毕业论文,1984.

[47] 钱家欢等. 动力固结的理论与实践. 岩土工程学报,1986. V8(6):1～17.

[48] 钱家欢等. 边界元法在地基强夯加固中的应用. 中国科学 A 辑,1987(3):329～336.

[49] J. H. Qian, W. B. Zhao et al. Dynamic Consolidation for a Clay Foundation with Sand Package. 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, 1985, Nagoya.

[50] 吴铭炳等. 强夯机理的数值分析. 工程勘察,1989(3):1～5.

[51] 童小东. 强夯法与砂井预压法加固软土地基. 河海大学硕士研究生毕业论文,1995.

[52] 李本平. 有限元法分析强夯加固机理. 浙江大学硕士研究生毕业论文,1993.

[53] C.J. Poran et al. Finite Element Analysis of Impact Behavior of Sand. Soils and Foundations, V32(4), 1992:68～80.

[54] Y. K. Chow et al. Numerical Modelling of Dynamic Compaction. Computer Methods and Advances in Geomechanics, 1991:232～242.

[55] Y. K. Chow et al. Dynamic Compaction Analysis. ASCE, 1992, V118, GT8:1141～1157.

[56] 柳国荣. 计算强夯加固效应的动力法. 岩土工程师,1993. V5(3):26～31.

[57] 方永凯等. 强夯法加固地基的若干问题. 第六届全国土力学与基础工程学术讨论会论文集. 上海:同济大学出版社,1991:573～575.

[58] J. A. Briand et al. Wak Test to Check the Increase in Soil Stiffness Due to Dynamic Compaction. ASTM Special Technical Publication,1990:107～122.

[59] C. J. Poran et al. New Technique for Quality Control of Dynamic Compaction. Geotechnical Special Publication V2m30,1992:915～926.

[60] Y. K. chow et al. Monitoring of Dynamic Compaction by Deceleration Measurement. Computers and Geomechanics,1990.

[61] D. S. Kim et al. Evaluation of Ground Densification by Dynamic Compation Using SASW Method. Proc. Int. Off - shore and Polar Engrg. Conf. V1,1997, Golden:707～713.

[62] 叶观宝等. 地基加固新技术. 北京:机械工业出版社,1999.

[63] 赵维炳等. 地基处理技术发展简述. 第八届全国土力学及岩土工程学术讨论会论文集. 北京:万国学术出版社,1999:33～43.

[64] 刘景政等. 地基处理与实例分析. 北京:中国建筑工业出版社, 1998.

[65] 龚晓南. 地基处理新技术. 西安:陕西科学技术出版社,1997.

[66] 叶书麟主编. 地基处理工程实例应用手册. 北京:中国建筑工业出版社, 1998.

[67] 朱庆麟. 跨向二十一世纪的大直径高压喷射注浆 RJP 工法. 第五届地基处理学术讨论会论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1997:17～24.

[68] 龚晓南. 地基处理在我国的发展. 地基处理,1994. V5(2):1～2 .

[69] 王洪恩. 高压喷射灌浆技术现状及最新发展. 第六届地基处理学术讨论会论文集, 2000.

[70] 叶观宝,刘建军. 水泥加固土室内无侧限抗压强度试验综述. 岩土力学与工程的理论与实践,杭州:浙江大学出版社,1992:494～497.

[71] 叶书麟, 叶观宝.地基处理.北京:中国建筑工业出版社,1997.

[72] 曾昭礼. 我国振冲地基现状与发展. 第五届地基处理学术讨论会论文集. 杭州:浙江大学出版社,1997:46～50.

[73] 王盛源等. 现场大型碎石桩直剪试验. 地基处理,1995. V6(2):23～29.

[74] 张诚厚等. 高速公路软基处理. 北京:中国建筑工业出版社,1997.

[75] 帅方生. 边界元在强夯法中的应用. 华东水利学院硕士研究生毕业论文,1985.

[76] 吴义祥. 强夯法处理湿陷性黄土地基问题的室内试验研究及数据的微机处理方法. 武汉地质学院硕士研究生毕业论文,1985.

[77] 陈东佐. 强夯作用前后潞城湿陷性黄土显微结构的研究. 第四届全国土力学与基础工程学术讨论会论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1983.

[78] 陈永辉,赵维炳等. 土工织物与塑料排水板在某灰坝地基处理方案中的计算方法研究. 第八届全国土力学及岩土工程学术讨论会论文集. 北京:万国学术出版社,1999:487～490.

[79] 董志良. 真空预压法理论与应用研究的新进展与新问题. 岩土工程界,1999. V15(3):19～20.

[80] 土工合成材料工程应用手册编写委员会.土工合成材料工程应用手册.北京:中国建

筑工业出版社,1994.

[81] 刘宗耀. 30 年来土工合成材料在我国的发展. 海河水利,1998, No.1.

[82] 王正宏,包承纲,李广信. 土工合成材料的加筋作用及其分析计算,全国土工合成材料加筋土体学术讨论会,1991.

[83] 陆士强,王剑,刘祖德. 土工合成材料应用原理. 北京:中国水利电力出版社,1984.

[84] 包承纲,王正宏主编. 堤防工程土工合成材料应用技术. 北京:中国水利水电出版社,1999.

[85] 水利水电工程土工合成材料应用技术规范(SL/ T225—98). 中国水利水电出版社,1998.

[86] 土工合成材料测试规程(SLT/ 235—1999). 中国水利水电出版社,1999.

[87] 徐少曼,洪昌华. 考虑加筋垫层综合效应的堤坝下软基稳定分析方法. 福州大学学报,1999.

[88] Yin, J. H. (殷建华). Modelling Geosynthetic - Reinforced Granular Fills over Soft soil. Geosynthetics Internafional, Vol.4, No,2:165~185.

[89] G.P.T.M. van Santvoort. Geosynthetics in Civil Ergineering. A.A.Balkema/ Rotterdam/ Brookfield/ 1995.

[90] Robert M. koerner. Designing with geosynthetics. Simor & Schuster/ A Viacom Compamy New Jersey 07458,1998.

[91] Krystian W.Pilarczyk. Dikes and Revetments. A.A.Balkema/ Rotterdam/ Brookfidd/ 1998.

第九章　基础工程施工技术进展

第一节　概　　述

基础工程是指各类工业与民用建筑物以及桥梁、码头、贮仓、杆塔、烟囱等构筑物处于地面以下的结构部分,因而它也被称为“下部结构”。本章主要阐述工业与民用建筑基础工程施工技术领域的重大进展,兼及桥梁等构筑物基础。

按照国内外迄今常见的教科书、专著、手册、全书或标准的传统观点,建筑物的基础工程视其埋置于地面以下的深度不同,分为浅基础和深基础两大类。但浅基础与深基础如何划分?浅基础的定义是什么?却历来众说纷纭,未见有统一认识;即使同一作者在不同时期也有不同的说法。

表 9-1 是近 50 年来国内外的一些有代表性的著作和术语标准中所见到的关于浅基础的定义。

浅基础的定义　　表 9-1

序　号	定　义	出　处
1	D≤4B 或 D<5m	文献 1,2([前苏联] 1947;陈梁生、陈仲颐,1957)
2	D≤2B	文献 3([美] H.F.温特科思,1983)
3	D≤B	文献 4,5(高大钊,1998,1999)
4	D≤B	文献 6([澳大利亚] I.K.Lee 等,1983)
5	D≤B	文献 7([美] J.E.Bowles,1978;1993)
6	D<5m	文献 8,9(顾晓鲁,1978,1993)
7	D=3～5m	文献 10(杨位　1981)
8	明挖基础	文献 11(刘成宇,1981)
9	D<B 或 D<5m	文献 12 建筑岩土工程勘察基本术语标准(JGJ84—92)
10	D<B 或 D<5m	文献 13 岩土工程基本术语标准(GB/T 50279—98)

注:D-基础埋置深度;B-基础底面宽度或最小宽度。

J.E.Bowles 曾说过,浅埋的定义尽管可以稍带随意性地假定为 D≤2B 或 D≤B,但下部结构的实际位置和形状将会确定基础的真正类型。[7]

从设计上考虑,浅基础和深基础由于其荷载传递机理和破坏模式不同,其设计计算方法和计算参数不同。但大量工程实践表明,就施工技术观点而言,浅基础和深基础的施工方法有很大的差别,似乎没有必要在浅基础和深基础之间划定一个固定的或相对的深度界限。

可以看到,有的文献如[14]、[15]等,对基础工程虽然分为浅基础与深基础两类进行论述,却并未给出它们的明确界限或定义。文献[16]虽有浅基础一章,却未给出它的深度定义。而文献[17]则以“地基主要受力层”的观点代替了浅基础和深基础的提法。

通常,所谓浅基础一般是指独立基础、条形基础、筏形基础、箱形基础、壳体基础、大块基础及不埋式基础等;而桩(墩)基础、沉井、沉箱、锚拉基础、板桩墙及地下连续墙一类的支挡结构,

则被统称为深基础。这实际上已不是单纯按照基础埋置深浅,而是按照基础结构的主要特征和对施工技术的不同要求而进行大致的分类。

随着基础工程理论研究、设计方法与施工技术的急剧发展,如今不同的基础类型常被联合应用,较典型的例子,如在软土地基的高层建筑中广泛应用桩筏、桩箱基础;又如近年在我国北方和南方的一些多、高层建筑中应用的 CFG 桩加褥垫,或加条基或筏基等。因此,现今所谓浅基础或深基础似乎只是沿袭传统习惯,提供一个轮廓概念而已。而合理地将浅基础与深基础联合应用,以充分发挥地基的作用,应认为是基础工程施工技术在 20 世纪后期的一项重大进展乃至创新。

第二节　基础工程施工技术的历史演进

不论浅基础或深基础,在我国和国外都具有悠久的历史。但目前尚不十分清楚,浅基础或深基础的出现孰先孰后;其在我国和国外的起源,孰先孰后。

20 世纪 70 年代至 80 年代初,我国和美国的考古学家分别揭示了桩基础在我国和在国外的较早的历史遗存。我国浙江余姚市河姆渡文化遗址发掘(1973～1978 年)揭示了早在距今六七千年前的新石器时代,先民已在劳动中创造了简单的工具,并应用于砍树伐木,将其夯入土中而成桩,构筑了被后人称为‘干阑式’的房屋,参见图 9-1。这目前认为是桩基础在我国的肇始。而国外的研究表明,桩的应用至今至少已有 12000 年至 14000 年的历史,这是美国肯塔基大学的考古学家于 1981 年根据其在太平洋东南沿岸智利的蒙特维尔德附近的森林里发现的一间支承于木桩上的木屋,经放射性碳 14 测定后所作的论断[18] [32]。

图 9-1　干阑式建筑的形成——桩的起源

我国古代最早的浅基础遗迹,可以追溯到陕西西安市半坡村的新石器时代遗址和殷墟遗址出土的房舍的土台和石础。

至仰韶文化期(距今约五六千年),我们的祖先开始烧制石灰并利用土、石改善居住条件。由此起源并经长期演进而产生了至今仍在我国一些地方的民居和道路路基中广泛应用的灰土、三和土夯实垫层。西方最早的石灰窑大约在公元前2000年建于美索不达米亚的幼发拉底河和底格里斯河之间的地带。烧制和使用石灰的技术,后来很快从我国并从美索不达米亚传播至世界各地。石灰胶泥乃成为世界各地砌筑砖石基础的良好的胶结材料[18] [19],并且导致出现了沿用至今的砖砌大放脚独立基础和条型基础[20]。

用石灰作基础工程的材料,保存至今的古代著名的工程实例,有我国的万里长城和西藏佛塔,埃及的金字塔和古罗马的加普亚军用大道等[19]。

建于隋朝的,以其优美的建筑造型和结构上的杰出特色而著称于世的我国赵州石拱桥,其桥台是浅基础,砌筑于密实砂层,至今已历1 300余年,其沉降仅几厘米,说明了古代建桥大师处理桥基技术之精湛[21]。

我国福建泉州的万安桥是世界上迄今保存完好的最长的石梁桥。它始建于宋皇祐5年(1053年),完成于宋嘉祐4年(1059年),共设47孔石梁,每孔20余m,总长1 100m左右。该桥将海生动物牡蛎养殖在用条石砌筑的桥墩基础上,藉以胶固桥基。这是古今中外绝无仅有的一种浅基础工程技术[21]。

举世闻名的北京天安门、前门等城楼以及我国各地许多旧城市历经时代变迁和战乱烽火,而至今犹保存完好的一些古城楼、城墙和宫殿等大型重型建筑物之下的砖台、木筏、木筏加木桩基础,堪称今日高层建筑钢筋混凝土筏板、桩筏基础的滥觞。

考古研究表明,我国和世界许多国家许多地方都存在着人类自新石器时代伊始在不同年代利用木桩支承建(构)筑物的遗迹。

据《水经注》记载,公元前532年在今山西汾水上建成三十墩柱木柱梁桥,实即今所谓木桩柱式桥墩。《三辅黄图》记载的秦代所建渭桥(公元前221年～公元前206年),亦采用了木桩基础。

建于隋朝的郑州超化寺,在淤泥中打入木桩而形成塔基,是已知的我国古代采用木桩基础建造寺塔的较早范例。

始建于三国东吴(约公元247年),重建于北宋(约公元977年)的上海龙华塔,是我国古代在软土地基上采用木桩基础的又一范例。该塔于20世纪50年代整修时,我国已故著名土力学家俞调梅先生曾在塔旁挖出的土坑中摸到了塔基的矩形木桩[22]。

距今1 000年的五代,著名的杭州湾大海塘采用了木桩和石砌承台。

闻名中外的北京市郊芦沟桥,重建于1189～1192年,虽已局部损坏,尚能承受400多吨的大型平板车正常行驶。

木桩用于桥梁、海塘基础,虽有悠久历史,但由于木材容易腐烂、燃烧,尤其是当其处于水位经常变化的环境时,其耐久性差,故古代,尤其是远古遗留至今的桥梁木桩几乎已不可见,只能从历史古画或雕刻中去寻找。

图9-2所示是我国成都青杠坡汉墓(距今约2 000年),出土的墓砖上刻绘的一座木桩桥。它显示桥墩每排设四桩,桩上有横梁构成排架。桥上轺车骏马奔驰而过,栩栩如生。它不论在史实上或艺术上均属不可多得的精品[21]。

图9-3是意大利著名建筑师柏拉第奥(Andrea Palladio,1518～1580年)根据公元前55年凯撒大帝所述的一段文字绘出的古罗马的一座老木桥的结构图[21]。此桥确实建于何年何地尽管犹待查考,它毕竟提供了2 000多年前古罗马帝国用木桩造桥的一个珍贵佐证。可以看

到,该木桥采用了斜桩和斜撑,以保持侧向稳定。

图 9-2　成都青杠坡出土的汉墓砖(距今约 2 000 年)

图 9-3　古罗马的一座老木桥(公元前 55 年)

西安附近的古灞桥,在1834年(清道光14年)进行了翻修。20世纪80年代又进行翻修时曾显露了它的木桩、石承台、石墩与石灰土护底层的巧妙结合。[23]

我国宋代《营造法式》有"临水筑基"一节,所述即为木桩施工技术;清代《工部工程做法》对木桩的选料、布置和施工方法作了具体规定。

奠基于1866年,建成于1869年的上海圣三一堂在1 100㎡的场地中打了8 000余根木桩。1883年该教堂加建钟塔,在100㎡左右的场地打了625根木桩。桩的长度为5m多[24]。

上海河南路桥于1923年重建,发现了它的5个基础采用了4种不同长度的木桩[22]。

表9-2是俞调梅先生查阅大量历史文献整理而得的上海在20世纪20～30年代应用桩的一些例子。当时上海已开始应用混凝土灌注桩。以今天的眼光看,当时所用的都是短桩。

上海在20世纪20～30年代应用桩的一些例子[22]　　表9-2

序　号	桩的截面尺寸(cm)	桩　长(m)	容许荷载(kN)	容许表面摩阻力(kPa)(端阻力不计)
1	筒木(原木)顶部直径为30,底端为15	15	160	17
2	方木,方形边长为30	15	200	11
3	方木,矩形截面为30×15	15	153	11
4	楔形,顶部截面为30×23,底端截面为30×7	15	210	15
5	混凝土凡百卢桩* 平均直径为61	9.1	270	17
6	混凝土凡百卢桩　平均直径为46	15.6	514	23
7	混凝土弗郎基桩　平均直径为64	10.5	231	11.5
8	混凝土弗郎基桩　平均直径为55	10.7	357	21

注:*凡百卢桩(Vibro pile),现称沉管灌注桩。

北欧瑞典应用木桩也有悠久历史。1981年曾对奥斯陆市始建于12～14世纪的若干座著名的大教堂进行了整修,发现它们的木桩基础完好无损[25]。

大约早在中世纪,瑞典的打桩工具已由手工木槌、石槌渐渐发展至改用绞盘提升锤头,然后让其自由坠落冲击桩顶,这就是今日所称的落锤法施工[25]。

随着打桩数量的增加和深度的加深,落锤式打桩机渐渐显得不相适应。于是,至1782年,亦即瓦特发明改良的蒸汽机后约13年,蒸汽打桩锤应运而生。至1911年,亦即狄塞尔发明内燃机后约18年,导杆式柴油打桩锤问世。大约又过20年,高效的筒式柴油打桩锤问世。[25]

在浅基础与深基础的联合应用上,有趣的是,高大钊在研究古建筑基础时,发现了浙江平湖的报本塔,始建于明末清初,本拟采用浅基础建7层,但屡建屡塌。后加了木桩(有碑文记载,并经开挖证实),且仅建5层,才建成。经高大钊补充勘察,并对塔基进行了复算,证明单纯依靠土或桩都不能支承塔身重量,故实际上该塔是依靠桩土共同承载才存在了300多年。这说明古代匠师早已在施工实践中不自觉地摸索到了"桩土复合地基"的应用。

研究表明,古代不论我国或国外,基础工程所采用的材料主要是土、木材、石材和石灰。而且不论我国或国外的浅基础或深基础的基本构造形式,即使在古代交通和科技交流不发达时,也都有惊人的相似之处。这从文献[6]、[20]、[21]、[24]、[25]可以得到部分佐证。它们演变至近代,由于国际科技交流日益频繁,各地不断互相借鉴改进,各类基础工程的构造和施工技术在类似的工程地质条件下,更有趋于类同之势。另一方面,现今国内外岩土工程界、学术界所倡导的浅基与深基的合理联合应用,以及不同长度的桩可以在同一个基础中合理配置等施工技术,古人似已不乏先例。

第三节 20 世纪基础工程施工技术发展的特点

自 20 世纪以来,基础工程施工技术不论在世界上或在我国,都有了史无前例的发展。自 80 年代以来,数以万计的高层超高层建筑和数以千计的大桥特大桥成功兴建,即是我国基础工程施工技术获得巨大进步的最佳明证。

一、基础工程施工在 20 世纪发展的主要特点

1. 基础工程中广泛应用了水泥、混凝土、钢材等新兴材料;粘土砖、石料、灰土、三和土等传统材料渐渐完成历史使命,退出历史舞台。

2. 基础工程施工,从四五十年以前以手工人力劳动(工人一手拎泥桶,一手拿砖刀)为主,逐步转向半机械化、机械化施工。工人打桩或筑路,或铺设垫层时,手拉"木夯"竭力呼喊的"吭唷"声已完全绝迹。

我国自行制造的基础工程施工机械设备有很大发展。目前已广泛应用于各地工程的,挖土作业有各式液压挖掘机、铲运机、装载机等;夯土作业有各式震动夯、重锤夯等;桩基工程有滚管式、轨道式、步履式、多功能式等打桩架;有 3.5～15t 的蒸汽锤;有上活塞重量为 1.2～10t 的筒式柴油锤;有功率为 11～150kW 的各种振动打拔桩锤、无级变矩振动锤、高频振动锤;制作钻孔灌注桩有直径 300～800mm 的各种螺旋钻机;直径 0.5～3m 的各种正、反循环钻机及其配套设备;桩身多节扩孔和扩底设备;并已能自制直径可达 5m,深度可达 400m,可分别用于陆地软硬土层及江河、外海、港口等各种条件的钻机及其配套设备;各种自制的中小直径沉管桩机,全国大约已有 1 万台以上;液压静力压桩机已有压入力为 800～8000kN 的系列产品,除了各种国产机械外,还从国外引进了高能量的 HH-30 液压锤、SC-150 液压锤等,以及用于基坑工程的冲击式、抓掘式地下连续墙成槽设备、三轴式 SMW 工法搅拌桩机等;近年我国自制了四轴式 SMW 工法搅拌桩机及与之配套的 H 型钢起拔机等等。

3. 由于可供利用的良好的浅层天然地基逐渐减少,当采用浅基础时往往有赖于对不良地基先作加固处理,因此各种地基处理技术蓬勃兴起,成为浅基础施工的先导技术。

4. 深基础,主要是桩基础的类型不断增加。直至 20 世纪初,相传一万几千年,桩只有打入式木桩一类,历史上仅在极个别地方有"石桩"之说。自从钢材、水泥和混凝土等新材料被引入桩的领域,并由于施工机械等相关科技的发展,如今桩已有打入、置换和原土搅拌三大类基本工艺,百余种桩型,可适应各类地质条件和各类工程结构的不同需求。与此同时,桩的截面(或直径)和长度不断增加,用桩数量急剧增加,据粗略估计,近 10 余年我国每年用桩量高达 5 000万根,似已可称为用桩大国,世界之最[18][26][27][28]。

5. 由于建(构)筑物不断向高空和地下发展,城市交通工程不断向多层次、立体化发展,为了满足高耸建(构)物的稳定性和开发利用城市地下空间的要求,基础和地下结构的埋置深度不断增加(北京已出现地下部分埋深超过 40m 的建筑),基坑开挖的深度和体量不断增大,从而带来了复杂的深基坑工程问题[29]。

1998 年竣工的上海金茂大厦,基础底板埋置在地下 15～18m 深度,地下连续墙埋深 36m,基坑面积 2×10^4 m^2,开挖土方 32×10^4 m^3,是我国近年施工的深大基坑中的一例[30]。深基坑工程已成为深基础结构施工具有高难度的先导技术。

6. 传统的基础工程,其功能主要是承受直接来自上部结构的荷载,将其传递给地基土层

或岩层;发展至今,基础工程已成为开发利用地下空间的结构体,或成为承载由形状各异、高低不一、荷载不同的几个建筑单体组成的广场式建筑群的超补偿式的大底盘。这种结构体或大底盘既要承受巨大的复杂的竖向荷载和弯矩,还要承受来自地震和风的横向荷载,在设计计算上十分复杂,在施工上带来了基础结构大体积混凝土施工等等一系列特殊技术问题[30]。

7. 在19世纪或其以前尚未发生,或尚未被认识的基础工程施工对周围环境的影响问题,在本世纪随着基础打桩和土方开挖深度和体量增大,以及工程降水的实施等,对地基引起的扰动的深度和广度不断增大,并日益凸现其严重性,因此已成为从事和研究基础工程施工技术的人们所必须解决的课题和难题,促使人们研究和开发了一系列预防、监测、监控和保护环境的措施与技术。

8. 基础工程施工技术的复杂性不断增加,施工周期长,造价份额大。以高层建筑为例,基础工程的工期和造价大致分别占建筑物土建总工期和总造价的1/3左右。同时,由于上部荷载大,桩常需打入至较深较好的持力层,直至微风化或未风化新鲜基岩,因而施工难度增大。更由于复合地基和复合桩基应运而生,浅层和深层地基同时加以利用,同一场地需要采用多种施工机械和多种技术措施。另一方面,由于施工的复杂性和难度增加,而施工技术管理水平和工人素质跟不上,有时又由于环境条件变异,或受环境影响,或设计不够完善,因而基础工程施工中各种事故时有发生。有的留下隐患,影响建(构)筑物的使用和寿命。有的甚至造成房屋、桥梁坍塌,或不得不主动拆除或控爆销毁。1995年12月26日,汉口桥苑新村18层住宅楼因地基基础设计施工等多种原因以致发生严重倾斜,而被控爆拆除,给人们以极其深刻的教训,在古今中外建筑史上尚无先例。

9. 建(构)筑物的纠偏、托底及增层加载时的地基基础加固技术,自20世纪后半叶,特别是从80年代以来悄然兴起。这一方面是由于工程需求的推动,另一方面主要得益于在此时期土力学理论和地基加固技术以及施工机械与监测技术等相关技术迅速发展。

建(构)筑物的纠偏技术、托底技术及增层加载技术也可以说是基础工程的后续技术。今天看来,它们都是岩土工程师或基础施工工程师所必需具备的重要技术。可以预料,此类技术必将在今后获得进一步发展。

二、基础工程施工技术研究的内容

综上所述,当今基础工程施工技术所涉及的,亦即需要研究的内容,与20世纪之初或其头50年,乃至60年代、70年代相比已大为扩大。这些内容都是先前的专业书籍或教科书所未包括;而自80年代以来,显示得更为清楚。这6个部分是:

1. 浅基础施工技术(由于浅基础本身的类型和构造变化不大,却需要面对不良地基条件,因此需要研究的重点已转变为地基处理施工技术);
2. 深基础,主要是桩基础施工技术;
3. 深基坑工程施工技术——基础结构施工的先导技术;
4. 基础结构大体积混凝土施工技术;
5. 基础工程施工的环境保护技术;
6. 建(构)筑物纠偏、托底及增层加载时的地基基础加固技术,或称基础工程的后续技术。

上述第1项内容本书已在第八章中详述。本章以下第四至第八节将分别就上述第2至6项内容作进一步阐述。

第四节　桩基础施工

桩基础是20世纪岩土工程中最活跃的技术领域之一。据文献[31]述及,目前我国各类工程结构中采用桩基础的约占70%以上。我国自20世纪后半叶,尤其是最近20年以来,桩基施工技术随着工程建设规模的急剧扩大和技术难度的不断增加而获得了飞速发展。其概况大致可分述如下。

一、新兴的制桩材料促进了桩基施工技术的根本变化

前已说明,人类应用木桩经历了漫长的历史时期。直到19世纪后期,钢、水泥、混凝土和钢筋混凝土相继问世,先被应用于桥梁、房屋等各种上部结构,接着均被成功地用来作为制桩材料。

自此以后,木桩与钢桩和钢筋混凝土桩在世界各地并存了几十年。到了20世纪50年代以后,世界上除了盛产木材的个别地区外,在大部分地区一方面由于木材资源不足,另一方面由于木材作为制桩材料其性能已不能满足时代要求,木桩乃渐渐被钢筋混凝土桩和钢桩所代替,约至70年代基本不用木桩[27][32]。

百余年的应用历史证明,混凝土和钢是远比木材更为合适的制桩材料,并且采用混凝土和钢制桩,其意义不仅是摆脱了木材资源不足的困难,更重要的是它给古老的桩基技术注入了勃勃生机,增添了无限活力,迎来了巨大变化。这些变化突出地表现在[18]:

1. 桩的长度和几何形状,包括其横截面、端部形状乃至整个桩身形状,不再象木桩那样受天然材料的限制,而可以根据设计要求作种种变化;

2. 钢桩、混凝土桩和钢筋混凝土桩的强度、刚度等力学特性均远胜于木桩,它们具有更好的贯入性能,能承受更大的冲击,能担负更大的竖向荷载和水平力,并且更为耐久;

3. 制桩和沉桩工艺大为改观。千百年来木桩只能利用天然木材加工制作而后打入土中。钢管桩和H型钢桩虽亦属预制打入桩,但钢管桩可按照设计需要采用大小不同的管径,又可采取开口或闭口打入;H型钢桩可制成各种截面,并可制成各种钢板桩,等等。另一方面,将混凝土用于制桩,既可在现场或工厂预制,并且借鉴房屋、桥梁等上部结构的成熟经验,又可就地灌注,还可发展预应力制桩工艺。而预应力制桩又有先张法和后张法两类工艺。

于是,随着施工机械设备的不断改进,产生了名目繁多的各种桩型和工法;随着桩的用途不断拓宽并由于用桩场地地质和环境条件的变异性,施工技术和机械设备又不断得到改进与发展;随着人们对桩的承载性能、设计方法、检测技术等等的不断探索研究,新的桩型和新的设计施工方法又不断涌现。如此不断互相促进,以致从20世纪中叶,特别是自80年代以来,桩基技术蓬勃发展,不论在我国或在国际上均成了令人十分瞩目的科技热点之一。

二、桩型的发展

20世纪桩的类型发展很快,名目繁多,且机理不同,用途各异,出现了复杂的分类体系:

1. 桩按制桩材料分,已如前述有木桩、钢筋混凝土桩和钢桩。但广义而言,尚有在地基处理技术中常见的水泥土桩、CFG桩、石灰桩、二灰桩、灰土桩,以及碎石桩等。

传统的观念常将水泥土桩等后几类桩视为柔性桩,而置于传统的桩的范畴之外。但由于“复合地基”和“复合桩基”理论与实践的相继兴起,使得桩既被作为传统意义的受力结构应用,

又被作为地基竖向加固体应用,加以水泥土桩,CFG 桩等新桩型本身技术的不断发展及其功能用途的不断开拓,近年我国工程界已倾向于把水泥土桩和 CFG 桩列入桩的范畴。唯碎石桩因属"散体"桩,石灰桩、二灰桩、灰土桩等纯属柔性桩,应仍属地基处理技术范畴。

最近的试验研究表明,水泥土桩在桩身中下部水泥土强度有保证的前提下,桩身轴力有效传递深度可达 25m 以上,在长期荷载作用下呈现了接近刚性摩擦桩的特性。另一方面,在水泥土桩内插入型钢(或预制桩、钢筋笼等)的加劲水泥土桩,更表明水泥土桩可以为柔性桩,亦可以为刚性桩。

2. 桩按桩身的制作方法分,基于上述广义桩的概念,乃有预制、灌注和搅拌三类方法。预制桩主要指钢桩及混凝土桩。灌注桩有沉管成孔、钻孔、冲孔、抓掘成孔、螺旋成孔和人工挖孔,搅拌桩有水泥浆搅拌和水泥粉体喷射搅拌等方法。

3. 桩按其直径或截面尺寸分,有大直径、中等直径和小直径之分,此分类常用于灌注桩[34]。但各国(或地区)和各专业分类的界线不尽相同,主要视施工习惯及桩型的性状等不同而区分。例如,我国《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)将≥ 800mm 的灌注桩视为大直径灌注桩,而《港口工程预应力混凝土大直径管桩设计与施工规程》(JTJ/J261—97)则将≥ 1 200mm 的预应力混凝土管桩视为大直径管桩[33];我国香港特别行政区则将≥ 600mm 的灌注桩视为大直径灌注桩。至于小直径桩一般均指≤ 250mm 的桩,也称为小桩或微型桩,多用于浅层地基处理、古旧建筑物基础托换加固和深基坑开挖支护[28][34]。

近年,灌注桩正向着大直径和小直径两个方向发展。小直径桩也有支承高层建筑的实例。

4. 桩按其端部形状分,预制桩有尖底、平底之分;钢管桩有开口、闭口之分;沉管灌注桩有采用预制圆锥形桩尖或平底桩靴之分;人工挖孔和机械成孔灌注桩则均有平底或锅底之分。预制桩和沉管灌注桩采用平底对于桩端砂土层具有压密的效果[18]。钢管桩采用开口具有减轻挤土影响的作用。

5. 桩按其纵向截面形状分,有柱状桩、板桩、楔形桩或锥形桩之分;柱状桩又有直身桩、扩底桩、多节桩、竹节桩、表面带螺纹的桩等。

6. 桩按其横向截面形状分,有圆形、管形、正方形、矩形、十字形、H 形、箱形、三角形、多角形等。

7. 桩按其扩底方法分,对于中小直径沉管灌注桩而言,有预(制)扩(底)、振(动)扩(底)、夯(击)扩(底)、挤(压)扩(底)等工法;对于大直径灌注桩而言,有人工扩底、机械扩底等工法;小直径桩扩底,主要采用压力灌浆法。

8. 桩按其设置状态分,有直桩和斜桩,工程建设中大多数的桩均为竖直设置,斜桩多用于桥梁码头和海洋工程,以抵抗风、地震和船舶冲撞引起的水平力和波浪冲击力。

9. 桩按其承台位置分,有高承台和低承台桩,前者多用于桥梁码头和海洋工程;后者多用于工业与民用建筑等。

10. 桩按设置时对于地基土的影响程度分,有:

(1)大量挤土桩(包括各种打入、振入、压入、旋入桩等);

(2)部分挤土桩(包括开口钢管桩、H 型钢桩、预钻孔打入桩、螺旋成孔桩等);

(3)非挤土桩(包括人工挖孔桩和冲孔、钻孔、抓掘成孔桩等),此类桩也称为置换桩,因是取出土体而用混凝土和钢材等进行置换而成;

(4)少量挤土桩,主要是指水泥土和加劲水泥土桩;此类桩施工时不产生泥浆污水,无废土外运,对环境保护较有利;但毕竟有相当于被加固土体重量的 10%～20%的水泥掺入土体,故

施工现场仍可能产生少量挤土影响。

11. 桩按其承载性状分,通常有:

(1)摩擦型桩,指桩顶荷载全部或主要由桩侧阻力承担的桩;根据桩侧阻力承担荷载的份额,摩擦桩分为纯摩擦桩和端承摩擦桩;

(2)端承型桩,指桩顶荷载全部或主要由桩端阻力承担的桩;根据桩端阻力承担荷载的份额,端承桩分为纯端承桩和摩擦端承桩;

12. 桩按其竖向受荷方向分,一般有抗压桩和抗拔桩。

13. 桩按其水平向受荷条件分,一般有:

(1)主动桩,指桩顶受水平荷载或力矩作用,桩身轴线偏离初始位置,桩身所受土压力是由于桩主动变位而引起的情况;

(2)被动桩,指沿桩身一定范围内承受侧向土压力,桩身轴线由于该土压力作用而偏离初始位置的情况。

14.桩按其用途或功能分,主要有基础桩、围护桩。围护桩常成排设置,或连接成壁状。相对而言,基础桩则常独立设置或成群设置。

除了上述两大类主要用途外,传统上还将桩作为锚桩、标志桩、系船桩等。而发展至今,在建(构)筑物纠倾加固、增层加载、邻房保护等方面又有加固桩、隔离桩、促沉桩、控沉桩、应力转移桩、托底桩等特殊用途。当桩在复合地基中应用时,则被称为竖向加固体或加劲体。

三、我国当前应用的桩型体系

图 9-4 是我国经过最近 50 年的工程应用、研究和开发,特别是近 20 余年来随着改革开放和经济持续高速增长,工程建设中桩被大规模地应用和优选而渐渐形成的按广义而言的一个桩型体系[27]。

图 9-4 表明,我国正在应用的各种桩型具有不同的制桩材料并存,预制、灌注与搅拌并存,大中小直径(截面)并存,锤击、振动与静压并存,机械成孔与人工挖孔并存,最新的、接近国际先进水平的工艺与最古老的传统工艺并存等特色。可以说凡世界各地在发展桩的历史过程中所出现的各种基本桩型乃至现代的最先进的桩型,几乎都在我国各地有所应用。但图 9-4 未列入在我国除个别地方外已很少应用的木桩,也未列入锥形桩、三角形桩等一些虽曾出现而未获发展的桩型。

我国现有桩型体系具有以上特色,主要是由于:

1. 我国地域辽阔,桩型必须因地制宜,与各地具体地质条件相适应;

2. 我国近 50 年以来,特别是改革开放以来,工程建设规模宏大,其用途性质各异,技术要求不同,因此必须发展各种不同的桩型,以便因工程制宜,合理选用;

3. 我国具有厉行节约的优良传统,重视工程经济原则,因此对低造价的各种桩型和工艺,只要能保证工程安全,常乐于保留应用,并着力加以研究改进,不会轻易摒弃;

4. 我国政府一贯鼓励科技人员改革创新和赶超国际先进水平,因此桩型发展迅速。

四、主要桩型在各类工程中的应用概况

我国在各类工程建设中常用的主要桩型的应用情况可概括如表 9-3 所列。对于表中的各种桩型的应用,还需作如下的补充说明:

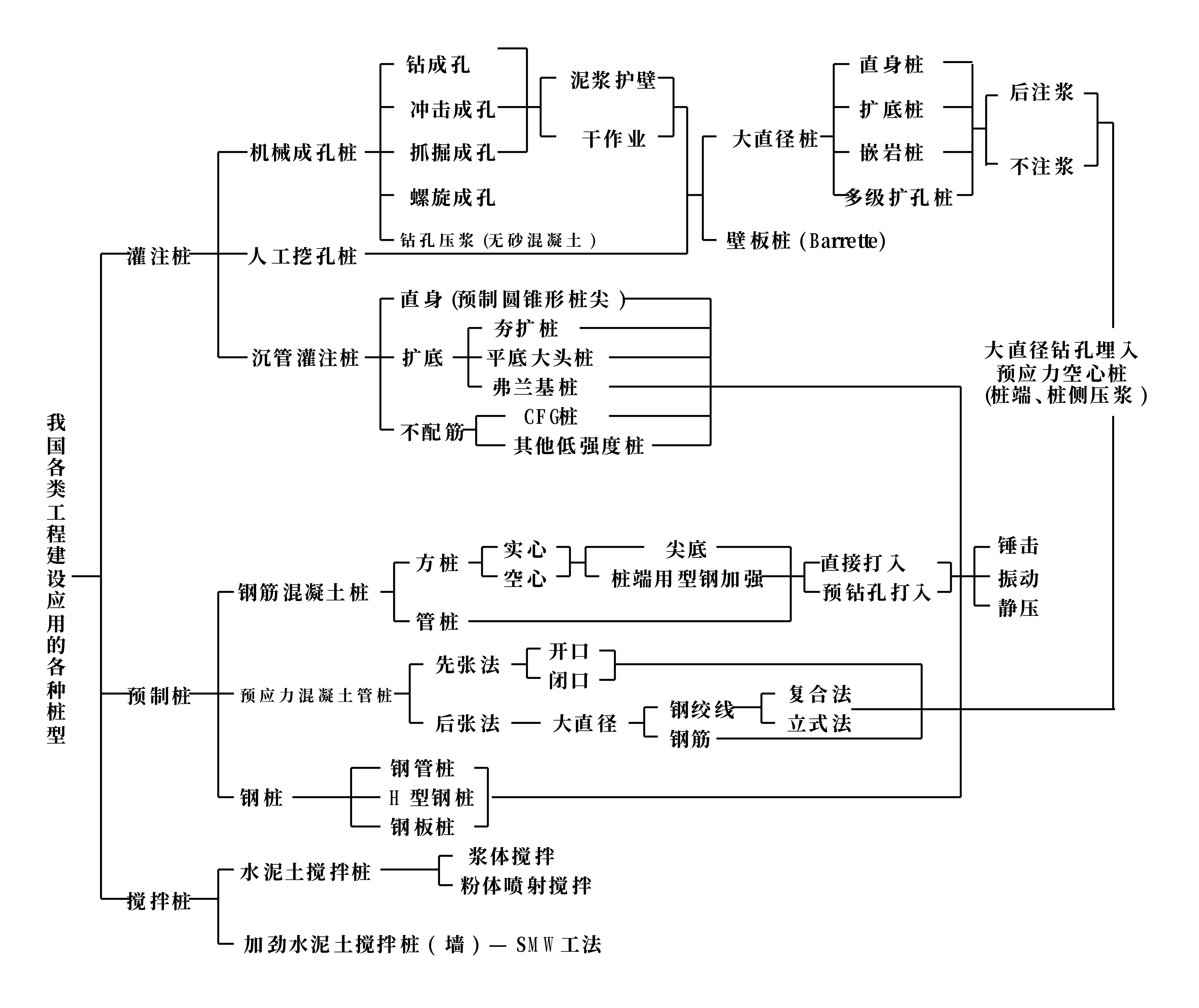


图 9-4　我国的桩型体系

1．据不完全统计，钢管桩用量迄今累计约 6 万根；最大桩深用于上海金茂大厦；

2．机械成孔灌注桩每年用量约 50 万根左右，最大桩深用于黄河山东北镇大桥、厦门昌林大厦等；

3．人工挖孔桩，在某些地方如广东惠州等地约占当地用桩总量的 50％以上；

4．预制桩的桩长与截面之比最大达 140（浙江温州）；

5．预应力管桩的年生产能力仅广东省 1999 年已达约 15×10^6 m；除自用外，并出口至港、澳、台、马来西亚、泰国等地；在港口工程中，预应力管桩的直径最大为　1 400mm（后张法工艺）；

6．用沉管灌注桩建造的建筑物累计已达数亿平方米；

7．粗略估计，全国在建筑工程项目中，钻、冲孔桩约占 40％，预制钢筋混凝土桩约占 25％，人工挖孔桩约占 20％，钢管桩约占 5％，预应力管桩约占 10％，各地有所不同；

8．近年　700mm×27m 的水泥土搅拌桩应用于南京炼油厂油罐地基。桩身轴力有效传递深度达 25m；加劲水泥土桩已在上海、武汉等地一些项目中代替传统的地下连续墙应用于基坑工程。

我国工程建设中应用的主要桩型　　表 9-3

桩　型	最大桩长（m）	最大桩径或截面（mm）	应用于建筑物层数 10　20　30　40　50　60　70　80　90	应用于基坑的深度（m）	高耸构筑物
钢管桩	83	1200		—	√
钻冲孔灌注桩	104	4000		6～18	√
人工挖孔桩	53	4000		3～14	√
预制钢筋混凝土桩	75	600×600		6～9	√
预应力混凝土管桩	65	800		6～9	√
沉管灌注桩	35	700		4～7	√

五、我国香港特别行政区的桩型

我国香港特别行政区由香港岛、大屿岛、南丫岛等 200 多个大小岛屿及九龙半岛组成，陆地总面积约 1 100km^2，围海造地约 40km^2。

香港地质构造属华夏隆起的西南部分。全区地形以丘陵山岭为主，平地仅占总面积的 20％，地势北高南低。全区埋藏大面积花岗岩和火山岩，其覆盖层为花岗岩和火山岩风化而形成的砾石、砂土或淤泥质土等。

香港地质条件复杂，而如今不论繁华闹市，或丘陵山坡，或围海填土地区，无不高楼林立，30 层以上的大厦比比皆是；弹丸之地高架路逶迤千余公里，立交桥交互重叠，数以千计；这些工程设施以及星罗棋布的地铁出入口，乃至跨海、外海、近海和港湾等各类海洋结构物，究其基础，大多非桩莫属。香港用桩数量大、用途广、桩型多、施工难度大，历来举世瞩目[35]。

图 9-5 是香港特区常用的桩型一览，从中可以看到与大陆常用桩型的一些异同。

六、我国桩基施工技术近 20 年的重大进展

（一）香港特区常用的桩型

我国自 1963 年首次在河南安阳桥梁工程中成功应用大直径钻孔灌注桩后，大约至 80 年代初尚只有少数单位学习推广大直径钻、冲孔灌注桩技术。如今此类桩的施工技术已为我国工程界所普遍掌握。此类桩已成为我国各地高层超高层建筑、铁路公路大桥特大桥、城市地铁立交和港口码头船台等结构物的最常见的基础形式，并且不论在大中城市闹市中心，或大江大河海上岸边，众多的大深度大难度施工项目都取得了成功。

大直径钻、冲孔桩当桩端存在良好持力层时往往采取扩底，以充分发挥桩端土的作用。当上部结构荷载大，而桩端遇岩层时，则制作嵌岩桩。嵌岩桩以往常认为是单纯的端承桩，并常企图借增加嵌岩深度以提高桩的承载力。近 10 余年来通过试验研究和大量施工实践，已减小了嵌岩深度，从而减轻了施工难度，缩短了工期，并且提高了桩的承载力，降低了造价。嵌岩桩在港口工程中又有预制植入型、预制锚杆嵌入型等[33]。

另一方面,为充分发挥大直径灌注桩的侧阻力,不少工程已将其制成多节桩或多分支多支盘桩。在多支盘桩的基础上,一种智能型的 DX 桩技术已问世应用,取得了良好的技术经济效果[37]。　1～ 2.5　1.5～ 2.5　壁板桩(Barrette)0.8m×2.2m,1.2m×2.8m 等,最大至 5～6m;深度最大 80m

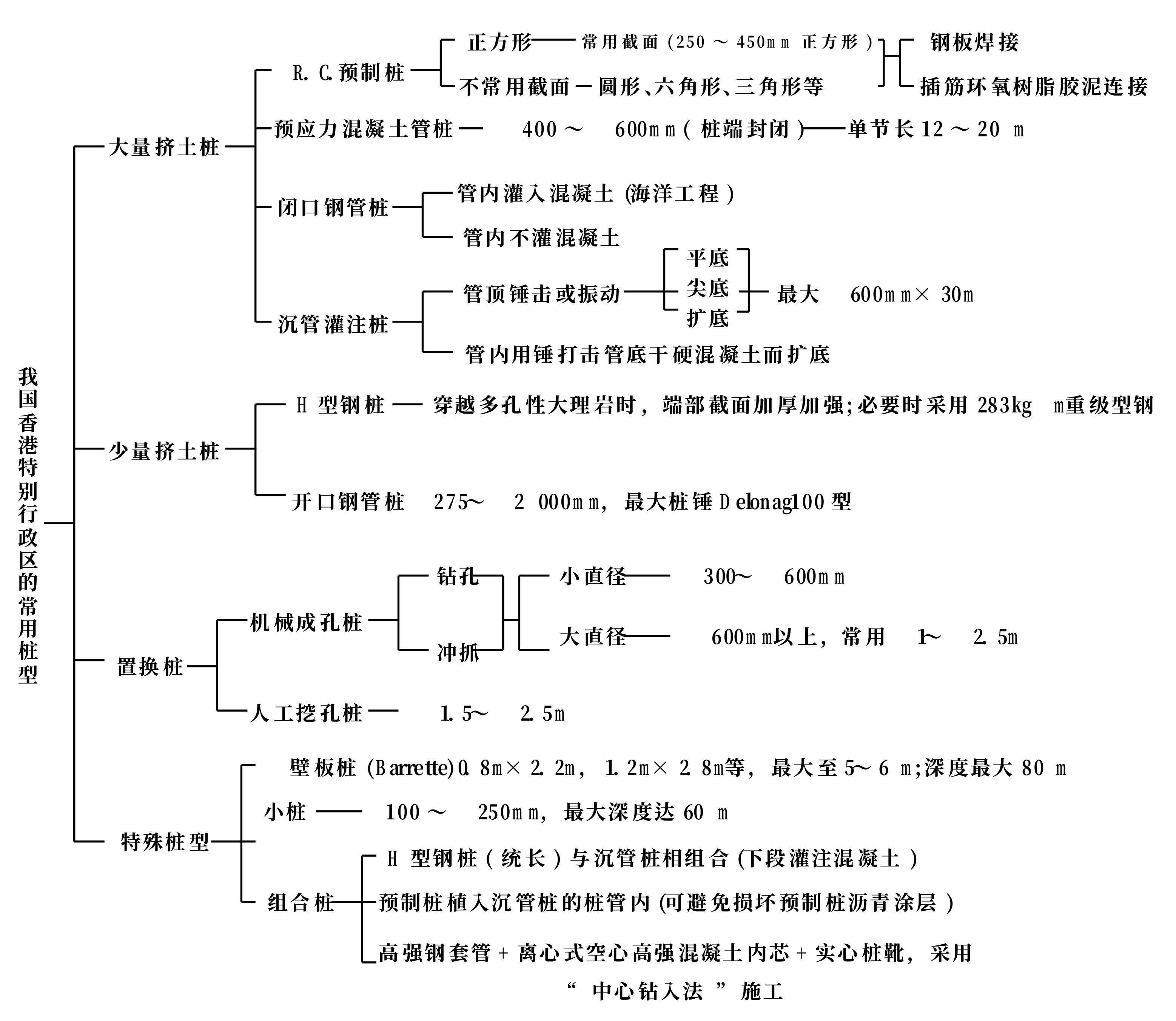


图 9-5　我国香港特别行政区桩型一览

(二)人工挖孔桩

人工挖孔桩不仅被大量应用于北方地下水位低而土质好的地区,也被大量应用于南方沿海地下水位甚高的软土地区。由于其造价有竞争力,凡经过论证能采用之处往往都优先予以采用,并采取行之有效的措施,以保证施工安全、快速和优质。挖孔桩所支承的建筑物层次已达 50 层以上(如北京京广大厦、深圳国贸中心大厦等)。

(三)后注浆技术

在钻、冲、挖孔桩中,在成桩后实施压力注浆(简称后注浆技术)取得了消除桩底沉渣和桩侧泥皮,加固桩侧土和桩端土,从而改善承载性能,以及大幅度提高承载力和减少沉降量的显著的综合效果。该技术有西南交大及中国建研院两种工法,已在京、津、沪等十余省市相继应用[36]。其所采用的工艺与管路等均有我国自己的特色。此外,利用压浆概念还开发了钻孔压浆无砂混凝土桩。

(四)预应力混凝土管桩

预应力混凝土管桩自 20 世纪 60 年代开始应用于桥梁、码头等水工建筑,近 10 余年来先张法预应力管桩大量推向工业与民用建筑。其强度有 C60、C70 和 C80 三种,前二者称为 PC

桩,后者称为 PHC 桩。所支承的高层建筑在武汉达 25 层,北京达 30 层,广东达 40 层。施工长度最长已达 65m。[26] [27]广东省已编制了预应力混凝土管桩技术规程。[83]天津制成了外壁呈竹节状的预应力混凝土管桩,具有良好的抗砂土液化性能,适合抗震地区应用。此类桩近年正在南北各地应用,方兴未艾,并常采用静压法施工。后张法管桩其直径可达 1m 至 1.4m,自 80 年代初开始研究开发以来,已在数十项大中型港口码头工程中应用。

(五)钢管桩

继上海宝钢一期工程打入 3 万余根钢管桩后,近年上海、浙江、江苏、广东等地一批电厂、码头、桥梁及高层宾馆等公共建筑又打入约 3 万根钢管桩和 H 型钢桩,其中包括:上海金茂大厦(地上 88 层,地下 3 层,建筑面积 $28\times10^{4}m^{2}$,地面以上总高 420.5m,主楼桩深 83m,桩径 914.4×20 厚)、深圳地王大厦以及上海南浦大桥等,后者为当今世界上跨径最大(602m)的双塔双索面斜拉桥,主塔高 208m。

金茂大厦的钢管桩,由于桩径大,打入深度深,承载力要求高,成功地采用了“变能量锤击法”施工,即对每一根桩分节采用不同能量的锤型和不同型号的桩架施工,这在我国尚属首例。其中最大桩锤为英国的 HH-30 液压锤。徐维钧等撰文详细介绍了金茂大厦桩基施工的全过程。

由于钢管桩造价高昂,我国通常只在其他桩型确实不能胜任或工期十分紧迫等特殊情况下应用。例如,上海地铁一号线有 3 个车站位于淮海路闹市中心,为了尽量减少施工对该地交通和工商业等的影响,乃采用钢管桩以加快进度。

(六)钢筋混凝土预制桩

钢筋混凝土预制桩以其桩身质量相对稳定可靠取胜,故在城市郊区或空旷之处,铁路公路沿线桥梁,或港湾水域以及不宜用其他桩型的场合仍采用之;其中重大项目有上海黄浦江畔 468m 高的亚洲第一电视塔“东方明珠”,它采用 500mm×500mm×35m 的预制桩,送桩达 12.5m,以及上海交大包兆龙图书馆、上海华亭宾馆、福州国际大厦、天津贸易中心、深圳爱华大厦等著名建筑物。

为了减少打桩引起挤土、震动等危害,近年预制桩大多实施预钻孔打入法或采用预制平底开口空心桩等。为了提高其贯入硬土、砾石或岩层的能力,有时采用 H 型钢焊接于桩底。为了减少施工噪声,常以静压代替锤击或振动。

(七)沉管灌注桩

各种沉管灌注桩包括弗兰基桩、夯扩桩、平底大头桩等,广泛应用于多层民用建筑和一般工业厂房,经久不息。由于其造价特低,在许多地方特别受到青睐。近年其桩径和入土深度有增大的趋势,并在某些地区支承高层建筑,作为桩筏、桩箱基础的组成部分。此类桩的质量主要依赖于施工操作水平,并且以短($<15m$)见长,长径比宜小不宜大。文献[18][38]详细介绍了夯扩桩等的起源。

(八)大直径钻孔埋入预应力混凝土空心桩

成功开发了“大直径钻孔埋入预应力混凝土空心桩”的新技术,适合于各类土层,其直径可达 6m。已在河南、湖南、江西等数处大桥应用,使下部结构造价降低 20%~40%。用于跨径在 120m 以内的桥梁时可不做承台[84]。也可用于高层建筑等荷载大的结构物。

七、桩的静载试验技术

文献[25]绘示了瑞典学者 Wendel 于 1900 年研制的单桩静载荷试验装置图。他用该装置

研究了软粘土中不同长度和不同形状的一系列处于受压和受拉状态下的桩的承载力,以及承载力随时间而增长的规律等。由此可知,单桩静载试验的历史至少可以追溯到19世纪末、20世纪初,历时至少已达100年之久。

单桩静载试验迄今被世界各地奉为圭臬,认为它既是建(构)筑物在设计阶段确定单桩承载力的重要依据,又是施工后检验单桩承载力是否满足设计要求的可靠手段。目前,我国单桩静载试验的最大荷载已达 3×10^{4}kN。福建、浙江等地常利用工地施工用砂以编织袋装成砂包,作为堆载,最大堆载达到2 500t。然而,由于长期以来静载试验的装置(尽管它与 Wendel 的装置相比已有许多改进),一直停留在压重平台和锚桩反力架两种形式,试验工作费时、费力、费钱,致使人们常力图回避做这种试验。

针对上述状况,美国西北大学教授 Jorj O.Osterberg 于20世纪80年代中期研究成功了一种与传统方法截然不同的静载试桩法,通常称为 Osterberg 试桩法。由于其加压装置简单,不需压重平台,不需锚桩反力架,不占用施工场地,试验方便,费用低廉,能节省试验时间,能直接测出桩的侧阻力和端阻力,10余年来已在美、英、日、加拿大、菲律宾、新加坡等10余国及我国香港、台湾等地400余项工程中应用[39]~[41]。

该法的主要装置是一种经特别设计的液压千斤顶式的"荷载箱",试验时每桩设一"箱",是一次性投入器件。最初它被设置于桩底,故日本人将该试桩法称为"桩底加载法"。随着该法的推广应用和试验的不同需要,近年也将"荷载箱"设置于桩身中部的不同部位[8]。

近年,我国清华大学水利水电工程系利用该法结合大型渗水力土工模型试验,研究了"桩底受托桩"、"桩顶受压桩"及"桩顶受拉桩"三者的侧阻力发挥机理的差异,并建立了从 Osterberg 法试验结果推导抗压桩及抗拔桩承载力的关系式。此项研究实际上也是检验 Osterberg 试桩法在理论上的可行性。研究结果认为,Osterberg 试桩法除了可以作为测定桩的承载力的一种方法外,还有利于对桩土相互作用机理等课题进行高水平的研究。清华大学还进行了现场原型灌注桩的 Osterberg 法试验和工程应用,均取得了成功[42][43]。

除清华大学外,东南大学在江苏省南京市有关单位合作下,杭州市勘测设计研究院浙江耀江建设集团泛华工程公司、浙江绿城房地产公司等单位合作,已分别在南京、杭州等地将 Osterberg 试桩法应用于多种灌注桩和预应力管桩,获得成功。可以预料,该法在我国将会有较大的发展空间。

八、桩的动力测试技术

桩的动力测试技术也已有100余年的历史。最初是利用能量守恒定理和牛顿撞击定律,根据打桩时测得的贯入度与打桩所花费的能量建立关系式,推算桩的极限承载力。这种关系式称为动力打桩公式,其中著名的有海利(Hiley)打桩公式、格尔谢凡诺夫(H·M)公式、《工程新闻》公式、修正《工程新闻》公式等。据不完全统计,世界各国曾出现400多个动力打桩公式。

近代的桩基动测技术是以应力波理论为基础发展起来的。1931年伊萨克斯(D.V.Isaacs)首先指出,桩顶受到锤击后,冲击能量以波动形式传至桩底,因此可用一维波动方程来描述。1938年福克斯(E.N.Fox)作了许多简化假定后得出了用于打桩分析的波动方程解。1960年史密斯(E.A.Smith)发表了"打桩分析的波动方程法"这一著名论文,从而使波动方程分析方法开始进入实用阶段。

我国研究应用桩基动测技术始于20世纪70年代初。1972年周光龙首先提出桩基动测

参数法。1978 年唐念慈应用波动方程法进行渤海 12 号平台钢管桩的动力测试获得成功。自 80 年代以来,机械阻抗法、水电效应法、共振法、锤击贯入法等 10 余种方法相继问世,并在各地纷纷进行试验研究和应用。许多单位一方面自行开发研制各具特色的动测仪器设备,另一方面也从国外引进一些名牌产品。动测技术随着大量工程应用而获得迅速发展。迄今,全国各地已形成了一支庞大的动测技术队伍。

经过近 20 年的研究和实践,我国工程界对动测技术的认识逐步深化并获得初步共识。以低应变反射波法检测桩身完整性,高应变波动理论法检测承载力似已成为技术主流。同时认为,现有的方法都各有其局限性。前者对于长桩和深部缺陷的检测较难以实现,后者对于承载力的检测误差尚偏大。并认为检测桩身完整性的声波透射法、抽芯法用于大直径灌注桩效果较好。尤其是声波透射法与灌注桩后注浆技术相结合,可利用压浆钢管先检测桩身完整性,从而降低检测费用[44][45][46]。

第五节　深基坑工程施工

一、概况

深基坑工程是基础工程的一个组成部分,如果完整而形象地说,它是为了高层建筑和高耸杆塔烟囱等构筑物的基础结构,或城市地铁车站、地下商场、地下车库、地下影剧院、地下变电站、地下管线共同沟、地下工业槽坑等各类地下工程开辟地下空间,以便它们进入施工的一个重要技术领域。深基坑工程最终并不形成任何物质产品或固定资产,它是一种大型的、技术含量高的"服务性工程行为";一旦基础结构或地下工程施工完毕,深基坑即完全消失。因此,也可以把它称为基础结构或地下工程施工的先导技术。

深基坑工程在国外称为"深开挖工程"(Deep Excavation),这比称之为"深基坑"似乎更全面。因为从上面的描述可知,为建(构)筑物的基础结构而开挖,只是深开挖的一种类型;深开挖还包括为各种地下工程整体(并非基础而已)所需进行的深层开挖。但本书用词仍遵从我国目前习惯。

二、深基坑工程的内涵

深基坑工程按我国工程界目前的习惯,也常称为深基坑支护或围护工程。20 余年的工程经验证明,深基坑工程应当包括以下 6 项内容:

1. 基坑围(支)护工程;
2. 支撑锚拉体系深基坑工程施工;
3. 基坑内外土体加固;
4. 工程降水技术;
5. 土方开挖施工;
6. 施工监测、控制与环境保护。

由此可见,基坑支护(或围护)只是深基坑工程的部分内容而已,或者说,只是深基坑工程的开端,而不是其全部。并且,深基坑工程的一切施工活动,最终都是为了进行土方开挖。从这个意义上讲,国外将其称为"深开挖开程",似乎更为合适。

三、近 20 年的发展历程

深基坑工程在我国是近 20 余年来随着国民经济持续高速增长,随着高层建筑的不断增多,以及对开发利用地下空间的需求日益增长而凸现的一大技术难题。由于应有的技术准备不足,它曾造成了人们极大困惑。特别是在头 10 余年间,不同程度的基坑坍塌事故和险情在各地频频发生,且有的危及周围环境,导致邻房倒塌、道路和地下管线遭破坏,造成了巨大经济损失和不良社会影响,个别工程还有人员伤亡。诚然,事故发生有多种原因,但当时最根本的一条是深基坑设计无人负责。设计单位认为它不属于设计范围。因此,不论它有多复杂,都仅把它作为一般的施工措施或临时性工程看待,都"照例"由施工单位自己设计、自己施工。而坦言之,当时设计单位对深基坑工程也并不熟悉,也没有专门从事基坑工程的设计人员,这就无怪乎事故频频发生了。

回顾往事,我国的深基坑工程可以说经历了"由乱到治,由治到规范化"的过程。

鉴于事态的严重性,为了制止事故继续发生,以避免经济损失及人员伤亡。90 年代头几年,深圳、上海、北京等大城市率先把深基坑工程纳入政府管理,由建设行政主管部门组织专家评议、论证审核小组(或委员会)负责审批基坑工程设计方案或图纸,进行"把关"。随后,其他各大中城市相继效法,并各自结合当地情况制订了当地具体的管理条例。这一举措收效明显。大体上说,自 1996 年以后,基坑工程事故明显减少。但是,事故并未杜绝,分析原因,主要是:1、基坑工程本身的复杂性和特殊性,设计施工中常常包含许多不确定因素,常难以预测;2、设计施工技术水平跟不上客观要求,有时对情况调查不严密,有的设计施工参数有误;3、有的工程业主力图节省资金,考虑工程安全少了一些[47]~[49]。

面临上述情况,人们进一步认识到了深基坑工程的复杂程度远甚于永久性基础结构和上部结构,并且它既涉及土力学和基础工程、工程地质、水文地质与地下水控制,又涉及高等结构力学、施工组织设计等等多门学科的一项系统工程,从而引起了高度重视,加强了管理力度。在提高思想认识的基础上,有关单位的广大科技人员边干边学,努力钻研,从初期对基坑工程知之甚少,逐渐能有所总结,取得了进步。

另一方面,我国各地有关高等院校、科研院所的许多专家学者纷纷参与深基坑工程的实际工程或咨询答疑,或进行专题研究。许多院校相继开办专门的培训班,乃至以深基坑为题培养硕士、博士研究生和博士后人才。此种产学结合的盛况实为其他任何学科领域所未见。

同时,全国各地各级有关的学术团体连年纷纷组织了不同规模的专题学术研讨会和交流会。有关学报、期刊杂志增加了报道深基坑工程经验和新技术的篇幅,有的经常开辟专栏,多次出版专辑,及时促进了交流。

由于各级领导、各地有关部门和广大科技人员的群策群力,中国科学院和中国工程院孙钧、刘建航、叶可明、陈肇元、钱七虎、黄熙龄等多位院士的直接参与指导,以及一批新的高级专业人才的陆续涌现,我国大量深基坑工程解决了面临的一个又一个难题,迅速达到了一个新水平。

在此期间,特别在 1995 年至 1997 年,杭州、宁波、上海、北京等城市的有关部门或专家学者,分别总结经验,相继出版了十余本基坑工程专书。1997 年和 1998 年,两部基坑工程手册先后问世[50][51]。以上专著和手册既有实用参考价值,更具理论内涵,适时地推动了我国基坑工程技术整体水平的提高。

更可喜的是,在有关部门和众多专家的不懈努力下,两本国家行业标准《建筑基坑工程技术规范(YB9258—97)》和《建筑基坑支护技术规程(JGJ120—99)》相继编成、颁发实施;上海、深圳、北京、武汉、广州、浙江等市、省的地方专业标准也陆续出版问世。这就使我国深基坑工程的设计施工进入了规范化、标准化管理的阶段。在此基础上,各级建设行政主管部门明文规定,深基坑工程必须按照等级分别由具有相应资质的设计单位设计。这无疑是一个历史性举措。近年的实践进一步证明,深基坑工程设计还必须在施工单位共同参与下进行,使设计参数与施工参数互相协调,以利于保证工程质量和顺利施工。

回顾在 19 世纪 90 年代之前,我国仅在《上海市标准:地基基础设计规范(DBJ08 - 11—89)》中有 6 条,在《国家建筑工程总局标准:高层建筑箱形基础设计与施工规程(JGJ6—80)》中有 5 条(各约 500 字)的关于基坑支护与开挖的条文。与上述目前的情况相比,足见我国基坑工程标准化工作仅 10 年间已有了长足的进步。这是广大科技人员通过大量工程实践辛勤劳作所取得的丰硕成果。

四、业绩的估计

我国迄今已竣工的深基坑工程在各大中城市可谓比比皆是,不胜枚举,但它们竣工后留下的并非它们的本来面目(当时实况),而是经过结构和建筑处理的各类地下空间。据有关部门估计,我国自 20 世纪 80 年代以来,已开发利用的地下空间约 5×10^7 m^3。这大体上反映了迄今完成的深基坑工程的规模[29]。

据统计至 1999 年底,我国已建成的最高百座高楼(高度起点 150m,最高为 420.5m),如按地域分,上海有 35 座,深圳 19 座,广州 9 座,武汉 8 座,北京、天津各 4 座,换言之,全国迄今的 100 座高楼有 79% 集中在上述六大城市;此外,厦门、南京、大连、济南、长沙、佛山各 2 座;青岛、郑州、苏州、重庆、沈阳、威海、海口、成都、江门各 1 座。以上大体上可反映近年我国难度最大的深基坑工程的地区分布,也就是说,它们以东南沿海地区为最多,北方及中西部地区偏少[30]。

五、事故警示

在列举了我国基坑工程施工的主要进展和经验之后,也不能忘记曾经发生的基坑事故,仅从现有文献透露的情况作保守估计,20 余年来我国各地所发生的重大基坑事故(且不计更多的险情经抢救处理而未酝成重大经济损失的情况),至少有数百起之多,且遍布 20 余个大中城市。其中严重的如 1994 年 9 月上海市中心的一起事故损失达亿元以上,[47] 1998 年 5 月珠海市的一起事故,导致附近 5 幢楼房下沉倒塌,许多房屋受损,幸无人员伤亡。

前事不忘,后事之师。近几年来关于工程事故的报道比以前多了,不仅公开在杂志上发表,并且已见到了两本专门评析基坑工程事故的专书[72][73]。最近出版的《高层建筑基础工程手册》[30]中,专章辑录了我国近年若干重大基坑事故的分析处理。如实报道、分析和研究事故的原因,对于提高人们的认识水平和技术水平很有裨益。

六、围护结构类型

经过 20 余年的发展、应用和优选,我国已形成了适用于不同地质条件、不同基坑深度的围护结构体系,见表 9-4。

我国深基坑常用的围护结构类型及其适用条件　　表 9-4

围护结构类型		适用条件
坑壁土体加固类(重力式)	·水泥土搅拌桩	·I 类地区 ≤6m 深
	·土钉墙/插筋补强技术	·I 类地区 ≤6m 深; II 类地区 ≤10m 深
排桩、板桩类 (悬臂式或撑锚式)	·钻(冲、挖)孔灌注桩、沉管桩	·I 地区 < 14m 深; II 类地区 > 6m 深
	·钢板桩、H 型钢桩、预制板桩	·I 类地区 < 15m; II 类地区 < 20m
地下连续墙类 (悬臂式或撑锚式)	·泥浆护土壁抓掘成槽筑式地下连续墙	·I、II 类地区 > 10m 深
	·SMW 工法地下连续墙	·I 类地区 > 6m 深

注:I 类地区指东南沿海一带软土地区;II 类地区指北方及中西部土质较好地区。

各种类型的围护结构,各有其发展的历史条件和适用条件,形成了我国基坑工程围护结构类型百花齐放的局面,为工程技术人员选择基坑工程围护结构方案提供了许多成功的工程经验和事故的深刻教训。

1. 水泥搅拌桩自 1985 年首次在上海四平路地下车库基坑工程中应用成功以来[50],在我国东南沿海地区深度不大的基坑中得到了广泛应用,它经济而又安全。但它所形成的墙体厚度较大,因此主要适用于基坑周围有一定余地的场地。同时,水泥土搅拌桩围护结构成败的关键在于是否能精心施工。如施工质量不好而引起渗漏,则将带来麻烦。

2. 土钉墙由于其施工简便,造价低廉已在北方和南方不少城市中得到应用。最近的趋势表明,它还在不断地扩大其适用条件和地区。目前认为在软土地区采用土钉墙时,应按开挖深度的大小分别采取竖向增强体的技术措施,以使地基承载力得到满足,并且在软土地区当基坑开挖深度大于 6.0m 时,不宜采用土钉墙。[52][53]

3. 将钻(冲、挖)孔桩筑成排桩作为基坑围护结构,在我国南北各地也有大量应用的成熟经验;当开挖深度不大时,也可应用沉管桩,以节省造价。此类桩墙可布置成双排式或链条式,并在桩顶加压梁,可增加整体刚度。此类桩墙必须辅之以水泥搅拌桩或化学灌注或高压喷射注浆,以形成止水防渗帷幕,可视施工设备情况并作经济分析而定。

以上几类围护结构都是我国工程师利用地基处理技术和桩基技术及现有的施工设备,通过逐步探索研究改进而总结出的成套经验。

4. 钢板桩是传统的围护结构类型。[54]我国宝山钢铁厂一期工程中有许多深坑均采用钢板桩围护;上海花园饭店主楼、东方明珠电视塔、虹桥宾馆、银河宾馆等工程的深基坑均采用钢板桩。上海月浦水厂江边泵房则采用钢板桩作为永久性结构。钢板桩虽可多次重复利用,但起拔较困难,且起拔时对周围环境会有一定影响,拔出后的孔隙需注浆回填,加上货源多从国外进口,施工造价偏高,因此应用相对偏少。

5. 地下连续墙通常是指抓掘成槽、泥浆护壁就地灌注的钢筋混凝土地下墙。作为基坑围护结构,它具有刚度大、强度高、防渗性能好,可适用于各种地质条件,施工对周围影响小等特点。

地下连续墙施工技术系意大利人 C. Veder 于 1938 年首次开发,二战后在世界各地得到迅速推广。我国台湾及香港地区应用十分普遍。台湾本地生产的连福 LM 型地下连续墙成槽机除自用外,还销售至东南亚各国。

我国大陆自 20 世纪 70 年代中开始研究应用地下连续墙,并试制了施工机械[54],80 年代后、90 年代初引进了国外和台湾的地下连续墙设备,最早应用于上海海耀华·皮尔金顿玻璃公司大型熔窑工程、宝钢连铸车间、上海国际贸易中心等工程的深基坑围护结构,均获得良好效果。

6. 地下连续墙由于其施工造价较高,随着其成槽机械日臻完善,施工精度逐渐提高,在将其作为基坑围护结构的前提下,为充分利用其刚度大、强度高、防渗性能好等特点,并实现降低施工造价的目标,近年研究推广将其作为地下室外墙直接承受上部结构的垂直荷载,即所谓"两墙合一"的结构形式和"逆作法"施工方法。因此,施工中有单一墙、分离墙、重合墙、复合墙等不同布置方式;有单臂式和整体臂式两种结构形式;在单元槽段之间和槽段与主体结构之间,有施工接头和结构接头之分,施工更为复杂。通过在上海特种基础研究所办公楼、同济大学图书馆扩建工程、上海电讯大楼、上海地铁一号线新闸路车站、天津中原公司商场、广东基础公司住宅楼和越秀大楼等一系列工程中应用,已积累了一定经验。"两墙合一"和"逆作法"施工已越来越受到青睐[55]~[57]。

当今中华第一高楼上海金茂大厦、天津金皇大厦、华信大厦、杭州解百商城(现名新世纪商厦)、上海地铁一号线黄陂路车站、陕西南路车站、常熟路车站、福州世界金龙大厦、北京地铁大北窑车站等等一大批工程均以地下连续墙为基坑围护墙兼作地下室外墙,并采用逆作法施工。

预制地下连续墙已在上海明天广场等工程应用,连续墙厚 1m,深 29m,单元段长度 15.45m。

此外,有因地制宜采用"半逆作法"的工程,如天津劝业场新厦等。

7. 以传统的地下墙为模式,尚有以钻孔桩作围护结构而采用逆作法施工的工程,如北京地铁永安里车站、抚顺某 19 层宾馆、石家庄火车站站前地下商场、哈尔滨地下商业街,等等。

经验证明,逆作法施工的优点是:可缩短基坑开挖和围护结构大面积暴露的时间;可改善围护结构受力性能,使其刚度大为增强;可节省支撑或锚杆的费用;可使围护结构的变形及其对周围的影响大为减少,可谓一举多得。

8. SMW 工法地下连续墙,或称加劲水泥土搅拌桩连续墙,是近年研究成功,正开始应用的新型围护结构。利用 H 型钢的强度并结合防水性能好的水泥土搅拌桩组成类似混凝土与钢筋的复合型结构,能充分利用两种材料的优点,较经济地解决了围护结构的抗弯、抗剪及防水问题,同时由于水泥土搅拌桩对 H 型钢的握裹作用,防止了 H 型钢的失稳。其造价约比地下连续墙节省 40%,与钻孔灌注桩相当或稍低,但大大加快了工期,解决了困扰城市建设的废土处理问题。可以预见,随着施工工艺的进步,H 型钢回收技术进一步成熟,SMW 工法必将在软土地层中的深基开挖中显示其优越性[57]~[59]。

据文献[58]报道,日本在各类深基坑工程、土体加固和防渗截水等工程中应用 SMW 工法地下连续墙大约占全日本采用各种工法施工的地下连续墙的 50% 左右,施工最大深度已达 65m。该法已在东南亚及英美法各国以及我国台湾、香港等地广泛应用。

近年我国除武汉、上海先后从日本引进 SMW 工法三轴型钻机外,上海已研制了四轴型钻机,其性能优于进口设备,H 型钢的减摩擦剂和起拔机械也正在继续研究改进之中。

我国已应用 SMW 工法地下连续墙的工程有上海申海大厦、上海环球世界大厦、丁香花

园、地铁静安寺车站牵引变电站、5号出入口、下沉广场与地下商业空间、地铁陆家嘴站5号出入口、东方明珠二期工程、上海轨道交通明珠线长宁路车站、西藏北路辟通工程等工程。已完成围护面积近10 000㎡，最大基坑面积13 400㎡(东方明珠二期)，最大成墙深度26m，开挖深度13m[59]。

目前趋势，SMW工法地下墙极有可能后来居上，代替迄今用得最多的钻(冲、挖)孔排桩。

9. 地铁盾构的工作井、排水泵站、取水构筑等特殊深基坑，还是采用沉井、沉箱效果比较好。

七、撑锚体系[60]~[62]

近20年来，基坑围护结构支撑锚拉体系，除传统的各种型式之外，也有很大的发展和创新。尤其是内支撑体系，除了习用的井字形加角撑的形式外，针对不同的基坑平面形状，巧妙地运用结构力学原理，充分发挥圆形、椭圆形、抛物线形和拱形的力学特性，已开发了多种合理的内支撑形式，取得了良好的技术经济效果。以环梁内支撑体系为例，自首例在天津今晚报大厦应用，其直径为Φ66m；发展至上海虹桥万都有大厦，直径为92.3m；杭州涌金广场成功地应用Φ100m及Φ120m的同心圆双环内支撑。这种环梁内支撑使基坑内可以有较大的空间，对土方开挖施工十分有利。

为达到增大坑内挖土空间，而又保证支撑体系刚度的目的，近年还常采用边桁架代替传统的围檩，采用受力性能好的曲线型杆代替单一的直杆；采用桁架杆代替实腹杆，等等形式。此外，还常将一些方便施工的栈桥和起重机架等与支撑结构相结合，使之成为整体支撑系统，均取得了良好的技术经济效果。对于特大基坑，目前广泛采用中心岛施工法的支撑形式。

锚杆技术自早年在北京地铁西直门车站、北京京广大厦等及上海太平洋大饭店、上海展览中心北馆等工程中应用和系统的测试研究后，各地对其施工工艺、材料选用，乃至拔除方法等又分别作了深入研究。上海、天津先后提出了二次注浆技术、干成孔注浆技术，有利于在软土地区推广应用。天津日报大厦、天津邮电管网大厦、万科大厦、科基花园大厦，以及广东东莞华桥大厦、厦门美仁宫大厦等工程都是成功的实例。

从坑内施工条件来说，采用土锚比内支撑更为有利，可以减少对挖土和浇筑基础的干扰。因此，在地质条件比较好的地方，大量采用土锚；但在软土地区，因软土无法提供足够的锚固力，故较少采用土锚。除了上述技术方面的考虑之外，采用土锚时还应充分注意其对相邻关系的影响，除非建筑场地十分空旷，土锚完全设置在建筑红线范围以内。

目前锚杆的设计理论还落后于施工。由于缺乏理论指导而施工不当，在东北数地曾发生了若干起严重事故，宜予重视[63][64]。

八、基坑内外土体加固

经验证明，对软土基坑，特别是深大而周围环境条件严峻的基坑，在基坑内外一定范围进行土体加固，可取得防止基坑底隆起、稳定坑壁、减少变形、保护周围环境和地下工程设施的良好效果。

工程界已普遍认识到，基坑围护应是围护结构、撑锚体系和土体加固三者的综合运用，方可达到安全、经济的目的。

土体加固除采用常规的水泥土搅拌法等地基处理技术外，还常通过降水而取得加固效果。例如，上海南京西路著名的新世界商场，通过在基坑内设置深井泵结合真空泵降水装置，进行

变流量间断性抽吸地下水。降水后实测坑底土现场不排水抗剪强度比降水前提高36％,使土抗力明显提高。

施工经验证明,在一般情况下,加固坑内被动区土体,比加固坑外主动区的效果更好。

九、降水技术

岩土工程问题说到底是土(或岩土)与水之间的关系问题。在深基坑施工中,如何正确进行降水设计与施工,常是基坑工程成败的主要关键之一。

施工实测表明,水压力常作用于基坑围护结构侧向总压力的重要部分。但深基坑设计中如何计算水压力恰恰是不确定性最大、最难以控制的问题。因此,许多基坑常由于地下水动水压力和渗漏破坏而失事。文献[65]报道根据杭州地区的工程经验,渗漏引起的基坑险情占事故的75％以上。这说明了围护结构止水防渗的施工质量亟需大大提高,也说明了控制地下水的严重性和必要性。

软土地区由于基坑工程常位于地下水位以下的含水层中,为了安全,基坑的土方开挖,通常必须配有相应的降水措施,将地下水位降低至坡面或坑底以下,使土方开挖过程中坑内的土始终保持干燥,以利于机械挖土和后续施工,又使水压力减小,以稳定土坡和减小围护结构后的土压力。

综合上海许多基坑工程在降水前后的土样试验资料发现,当天然地基中含水量降低12％时,土的内摩擦角、粘聚力和压缩模量可分别增大35％、50％和37％,挖出的土块成形,土柱直立高度3～4m不倒塌。

目前我国软土地区常用的井点类型有轻型井点及多层轻型井点、喷射井点、深井井点、电渗井点等,分别应用于不同土类、不同渗透系数和不同的降低水位深度。

过大的降水深度也会对周围环境产生不利影响。例如,上海国贸大厦由于喷射井点打设过深,降水后影响了地下连续墙的墙脚,并引起坑外水位下降,造成邻近道路开裂和地下管线的受损。

经验证明,回灌是减少坑外地面沉降的有效措施,但回灌井点一般与基坑要保持一定距离,回灌水要清洁。在不允许降水的地方,应采取截水措施。

十、土方开挖

土方开挖是基坑工程的最后阶段,也是基坑工程的最关键的时刻。基坑工程一切前期工作是否安全可靠(包括挖土施工组织设计是否良好),都要在此阶段经受考验。基坑事故绝大部分都发生在此阶段,多年来不乏经验教训。比较突出而典型的案例如:

上海浦东新区陆家嘴某基坑工程,开挖深度为11.85m,采用两道钢筋混凝土支撑。当第一道支撑形成后,用1.8m^3的挖土机挖土,一次挖深达7m,且施工中停顿时间过长,又遇大雨,以致引起了10余米长的土体滑坡,造成支撑钢立柱弯曲、位移,其中一根主柱的最大位移达1m。后经及时加固处理避免了事故扩大。

又如,浦东新区某基坑工程,挖土深度12.2m,采用地下连续墙围护,设置三道钢筋混凝土支撑;采取了开槽架设第一道支撑,并铺设路基箱,但由于挖土机、运土车辆频繁行走,致使土体下沉,局部地段路基箱又直接压在支撑上,造成了支撑下沉和弯曲,最大弯曲达40cm。

太沙基、佩克等曾揭示了软粘土中深基坑围护结构的变形和稳定性及其墙后地面沉降的性状与土方开挖时间、开挖部位、开挖分块尺寸、开挖顺序及无支撑暴露时间等因素有关。中

国工程院院士刘建航先生受前人的启发,在其同事的共同合作下,结合上海地铁建设工程,通过长期对大量实测资料的分析研究,提出了深基坑工程土方开挖施工考虑时空效应的理论,以及充分调动软土自身控制变形的潜力,从而控制围护结构内力和变形的方法。

这一理论和方法在上海地铁一、二号线各车站及10余座高层建筑深基坑工程中应用,取得了成功,积累了经验。有80%的基坑都按预定要求完成施工。有20%的基坑因地质环境条件特殊,遇到了事先难以预测的难题,通过精心监测,不断调整优化施工参数,并辅以双液控制注浆措施,也达到了控制沉降和保护环境的要求[66]。

中国科学院院士孙钧先生研究了深大基坑施工变形的智能预测与三维可视化控制。[67]他利用神经网络和模糊控制理论,采用智能预测控制的思想所建立的集基坑变形预测与控制于一体的智能化施工变形预测与控制系统,做到了施工过程的实时、动态、智能化变形控制,并利用可视化技术,在计算机屏幕上动态、连续、逼真地以三维可视的方式,建立并提供了"深大基坑施工全过程中每一步段的数据分析与监测系统,以期达到完善设计、指导施工的"目的。这个系统由神经网络预测器和模糊控制预测器组成,所提出的神经网络多步预测,变形而达到及早调整基坑施工参数完成变形控制的目的。在此基础上,采用模糊理论研制了基坑施工变形的模糊控制器,实现了施工过程的实时主动控制。这一新成果反映了我国在深基坑工程的监测、预测与实时控制技术所达到的最新水平,为信息化施工提供了重要的技术手段。

土方开挖特别强调实行信息化施工,将在第七节作进一步阐述。

第六节　基础结构大体积混凝土施工

第三节已提到,由于基础工程的功能发生根本变化,大中型建(构)筑物的基础工程需要一次性浇筑完成的混凝土体积往往相当庞大。尤其是高层建筑多采用箱基、筏基,底板厚度大;当兼作桩基承台时,体积更为庞大。纵横地下室墙体不仅有相当大的厚度,而且也相当于刚度很大的深梁。以上海金茂大厦为例,主楼基础底板的平面尺寸大致为64m×64m,呈八角形,厚4m,混凝土强度等级为R56C50;一次性浇筑体积达13 500m^{3}之多。又如上海世界金融大厦,基础底板厚3.3m,混凝土等级C30,一次浇筑量16 000m^3。上海恒隆广场基础底板厚3.3m,强度等级C40,一次浇筑量13 000m^3。上海信息枢纽大楼基础底板厚3.3m,强度等级C40,一次浇筑量12 000m^3。上海华亭宾馆一次浇筑15 000m^3。其他在上海、北京、深圳、广州等地,一次浇筑混凝土体积超过10 000m^{3}的工程不胜枚举。

据文献[24]记载,我国上海在1929至1938年十年间,仅建10层以上高层建筑31座,其中最高者是建于1934年的、地上22层、地下2层的上海国际饭店,高82.5m。而最近的不完全统计表明,在20世纪最后20年,我国建成10层以上高楼已逾万座,其中上海、深圳各逾3 000座;像杭州这样的中等城市已逾500座。其中最高者为金茂大厦,建成于1998年,地上主楼88层、裙房8层,地下3层,地面以上高420.5m;总建筑面积29×10^{4}m^2,地下室面积21 000m^2。由此可见,我国近20年来,平均每周约有10座高楼竣工,则大体积混凝土施工在各地出现的频繁程度亦可想象。

基础结构大体积混凝土浇捣后必将产生大量水化热,如不采取措施,将会产生温度与收缩裂缝,不仅直接危及使用,而且也会影响基础结构的抗渗、抗裂、抗侵蚀性能和耐久性。尤其像上海金茂大厦如此高标号、大厚度的大体积混凝土,在我国尚无先例,国际上也少见。

几年来的试验研究和实践证明,采取"内冷(却)外保(温)"的温控技术路线,是防止产生破

坏性裂缝的行之有效办法。主要技术措施如下:

1. 利用混凝土的后期强度,一般以 R56 代替 R28;优化配合比,改善组成混凝土的原材料;严格规定粗细骨料的品种和规格;采用 525 矿渣水泥,掺加粉煤灰、缓凝减水剂和膨胀剂。

2. 由于大体积混凝土体内外温差大,特别是高等级混凝土浇筑后温度很高,必须在混凝土体外采用塑料薄膜与草袋覆盖保温保湿。

3. 为减少混凝土体内温升及缩短降温期,必须在基础结构平面及高度范围内布设冷却水管;当混凝土入模后即进行有控制的通水,进行循环冷却。

4. 适当配置抗裂钢筋,即按施工工况,对基础已有配筋进行抗裂验算,使配筋满足抗裂要求。

5. 控制混凝土入模温度,为此在搅拌站中对水泥、砂、石料应防止日光曝晒;浇筑时应采取多台泵车同时泵送。

6. 根据已定工况条件进行大试件(金茂大厦工程为 4m×4m×4m)试验。在试验成功的基础上,将有关数据输入电脑,作为参照点,在实际施工时进行全面电脑控温。

金茂大厦采取了以上措施,在基础中共设 127 个测点,以监控通水量、水温及保温措施。实测结果表明混凝土中心温度控制在 97.5℃;内外温差小于 25℃;基础未见裂缝产生;经过钻芯取样试压,混凝土强度与弹性模量均符合设计要求[30][74]。

如今,我国工程界对一次性浇筑 10 000 m^3 以上的基础底板混凝土已积累了大量的成功经验,大体积混凝土施工技术水平已大为提高。

第七节　基础工程施工的环境保护问题

一、概说

基础工程施工涉及的环境保护知识与技术,今天稍年长的大学教授或高级工程师都是通过自学或工程经历而获得的,因为他们当年受教育时,学校里还没有开这门课程。今天在讲台上或工地上滔滔不绝地向年轻人灌输这方面的知识,其内容大多包含了他们亲身或其同事的难忘的经验教训。

基础工程施工对环境的影响,主要产生在沉桩、降水和土方开挖阶段。以及围护结构和撑锚体系是否安全可靠。因此,对周围环境,包括地面邻近的既有建(构)筑物、地下管线、地铁隧道及其他地下工程的监测与保护已成为桩基施工、基坑施工,特别是降水及土方开挖阶段应予以高度重视的课题。同时,基础施工的环境保护技术也成了新兴的 ”环境土工学‘ 或 ”环境岩土工程学 ’的重要组成部分[68]。

二、沉桩施工对环境的影响与保护技术

沉桩或打桩施工对周围环境产生影响而引起严重问题,在我国至少可以追溯到 1930 年。当时上海苏州河北岸建造百老汇大厦(今上海大厦),基础打桩造成了 40m 以外的外白渡桥桥墩位移,致使桥梁桁架支座脱开,不得不重新翻修。

解放后,随着用桩数量增加,特别是在城市建筑物密集处施打大桩群,引起地面隆起和侧向位移,致使邻近房屋和地下设施以及已打下去的桩被损坏(上抬、挠曲、折断或侧移)。这些问题日益突出。

我国较早对此课题进行研究的是俞调梅先生，他在70年代科技交流渠道尚不畅通的情况下，设法收集国外信息和施工经验，指导青年教师和研究生在上海宝钢、杭州延安饭店扩建工程等地进行现场原形桩测试，提出了减少打桩对土扰动的措施。

70年代末南京水利科学研究所等在上海港一座散粮筒仓679根钢筋混凝土预制方桩(截面45cm×45cm，长50.7m)的打桩施工中，系统地观测了施工期间土体内的孔隙压力，土体表面隆起和深层水平位移以及已打入桩的隆起和水平位移等。取得了我国关于此课题的第一批十分宝贵的实测成果[77]。

观测表明，在打桩区域(35.2m×69.4m)内外土体隆起最大值达500mm；在打桩区外15m，22m，25m处的土体隆起值分别为300mm，100mm，50mm；打桩区外5m，25m处，土体水平位移最大值分别为450mm，150mm，其最大影响范围达70m；打桩区外5m处的地面上，有长10m以上，宽为130mm左右的裂缝，甚至在50m外的混凝土地坪上也有宽为5mm的裂缝。

80年代初上海北京东路某公寓工程打桩以前采取了许多工程管理和技术措施，但由于措施执行不严密，在打桩过程中还是发生了地下煤气管接头松动漏气，造成二人中毒的事故。这只不过是许多案例之一而已。

打桩除了引起地基土扰动影响周围地面和地下环境以外，还有噪声、振动和油烟等种种扰民的问题。20余年来，我国大量工程通过测试研究，因时因地制宜分别采取了预钻孔取土后打桩、合理安排打桩顺序和方向、控制打桩速率、设置防震沟等等各种保护环境的措施，有的工程将几种措施联合应用。有的工程针对环境条件以静力压桩工艺代替传统的打入工艺，减少了噪声(柴油锤产生的噪声可高达120dB以上)，振动(振动会影响附近的精密仪器机床的正常工作)和油烟，但仍存在挤土影响。随后，钻(冲、挖)孔桩兴起，避免了上述各种影响，但又产生了废土泥浆的处理问题，需要相应的配套设备。

三、基坑工程降水和土方开挖对环境的影响

工程降水和土方开挖引起对环境的不利影响，自80年代以来随着基坑工程的发展而凸现，至今仍为工程界的一大棘手难题[54]。

深基坑工程施工时挖土和降低地下水位，会改变原来的工程地质条件和水文地质条件，土层的应力场发生了变化，受影响的范围远比基坑的范围大得多。在此范围内，土层发生位移，相邻建筑物和地下市政设施产生附加的变形；此外，基坑开挖对环境、市容会产生不良的影响。基坑工程对周围环境的影响分别表现在下列几个方面：

1. 围护结构位移和坑底隆起对相邻建筑物和市政设施的影响

基坑开挖对土体是一种卸荷作用，打破了原来的平衡状态，土体就会产生各种形态的位移，在基坑内部，表现为围护结构的水平位移和坑底的隆起尽管设置了支、锚结构，但围护结构连同周围的土体仍然有不同程度的水平位移；坑底的隆起是一种向上的位移，产生的原因一是深层土的卸荷回弹，二是由于开挖形成的压力差导致的土体塑流。坑底隆起和围护结构的水平位移必然导致坑外土体产生沉降和水平位移，带动相邻建筑物或市政设施发生倾斜或挠曲，可能使结构构件或地下管道产生开裂，影响使用，危及安全。

2. 降水对相邻建筑物和市政设施的影响

基坑开挖时常需采取坑内排水或降低地下水位的措施，以获得干燥的施工工作空间。如采用坑外降水会使大范围的地下水位下降；如在坑内降水而围护结构不具有止水功能，或止水功能失效，也会引起坑外地下水位下降；基坑的开挖深度越深，地下水位下降越多，影响的范围

也越大。当采用坑内降水方案而止水帷幕能有效工作时,坑外的地下水位不会明显下降,对相邻建筑物不会构成威胁。

地下水位下降造成土体有效应力增加,产生大范围的地面沉降,在影响范围内的建筑物和市政设施就要受到不同程度的损害。例如:南京新华日报社印刷厂胶印车间因位于该车间北面的华荣大厦基础工程桩施工时,进行人工挖孔灌注桩的施工,全面开展挖孔桩的成孔形成了群井降水,降水深度 10～25m,最大达 30m 左右,以致引起周围圈地基土排水固结沉降,使胶印车间基桩产生负摩擦力、承载力大大降低,桩基下沉,从而使胶印机车间开裂严重,东山墙门洞处出现斜裂缝,缝宽 8～10mm,最大缝宽 12～15mm;北侧墙体出现较多的发丝缝,东山墙边柱下沉 40～50mm,变化最快时以 1～2mm/d 的速度发展,致使胶印机不能正常工作,影响新华日报出版发行。该案涉讼数年,后经最高人民法院终审判决,建设方赔偿受害方人民币 1 400 余万元。这是我国对桩基施工引起环境危害的责任人绳之以法的首例案件[27]。

又如某工程 A 降水引起相邻工程 B 裙房地下室墙体及 1～3 层楼板出现三条贯通性裂缝的事故。A、B 两工程之间隔一条道路,间距为 38m;工程 A 的 3 栋高层建筑均为 28 层,裙房 3 层;工程 B 的 2 栋高层建筑均为 31 层,裙房 3 层。场地下有 2 层透水层,故采取 2 级降水处理,第一级在边坡上共 44 孔降水至绝对标高 -3.2m;第二级在基坑内打 48 个降水井,降水深度 7.6～10.66m。降水 4 个月后发现中间道路明显下沉,5 个月时发现 B 工程裙房开裂。从发现开裂后开始进行沉降观测,历时 112 天的实测沉降值表明,平均最大沉降速率达 0.8mm/d。

应当指出,基坑工程施工除了引起上述问题以外,如出现围护结构、撑锚体系或坑底失稳也会造成周围环境产生灾难性破坏,同样应严格防范。例如:

上海浦东某 14 层大楼,基坑约为 65m×40m,深底约为 10m。采用直径为 Φ800mm@1 000mm,长度为 16m 的灌注桩;桩的背后采用深层搅拌桩上水。两道 Φ914×11 钢管支撑。在灌注桩深度范围内多为灰色淤泥质粉质粘土和淤泥质粘土,内摩擦角 6°45′,粘聚力 c 为 7kPa,灌注桩端进入较差的灰色粘土,内摩擦角 5°45′,粘聚力 c 为 11kPa,1993 年 11 月 15 日凌晨基坑在宽度方向发生整体滑动,地面严重沉陷,路面严重裂缝,坑底大量土体隆起。钢支撑多处发生纵向弯曲,甚至破坏,连系杆失稳,或折断,有的灌注桩也发生折断。基坑整体滑动。

事故后进行分析,钢管支撑体系失稳破坏是一个重要原因,因为围护结构,支撑体系和土体三者相互作用组成基坑工程的整体,支撑体系的失稳,就会导致整体破坏;另一个原因是灌注桩的入土深度偏小,只有 6.9m,即入土深度与开挖深度之比为 0.69,使得坑底被动区土体的被动抗力不足,容易发生剪切破坏,造成坑底隆起。这样,两个原因汇在一起,造成基坑整体滑动。

四、基坑工程施工监测技术

对基坑降水和开挖过程实施跟踪监测,并将信息及时反馈,以掌握围护结构和基坑内外土体移动,随时调整施工参数,优化设计或采取相应措施以确保施工和环境安全,近 10 余年来已成为基坑工程的最重要环节。通常把此项工作称为"信息化施工"。

对深大基坑的监测内容详见表 9-5[69]。概括地说,通常包括:

1. 围护结构的位移和内力(弯矩);
2. 支撑轴力变化;主柱的水平位移、沉降或隆起;

3．坑周土体位移及土压力变化；

4．坑底土体隆起；

5．地下水位及孔隙水压力变化；

6．相邻建(构)筑物、地下管线、地下工程等保护对象的沉降、水平位移与异常现象；

7．其他有关项目。

基坑工程现场监测内容　　表 9-5

序号	监测对象	监测项目	监测元件与仪器	监测必要性
(一)围护结构				
1	围护桩墙	(1)桩墙顶水平位移与沉降	经纬仪、水准仪	必须监测
		(2)桩墙深层挠曲	测斜仪	必须监测
		(3)桩墙内力	钢筋应力传感器、频率仪	选择监测
		(4)桩墙水土压力	压力盒、孔隙水压力探头、频率仪	选择监测
2	水平支撑	轴力	钢筋应力传感器、频率仪	必须监测
3	圈梁、围檩	(1)内力	钢筋应力传感器、频率仪	选择监测
		(2)水平位移	经纬仪	选择监测
4	立柱	垂直沉降	水准仪	选择监测
5	坑底土层	垂直隆起	水准仪	选择监测
6	坑内地下水	水位	观测井、孔隙水压力探头、频率仪	选择监测
(二)相邻环境				
7	相邻地层	(1)分层沉降	分层沉降仪、频率仪	选择监测
		(2)水平位移	经纬仪	选择监测
8	地下管线	(1)垂直沉降	水准仪	必须监测
		(2)水平位移	经纬仪	必须监测
9	相邻房屋	(1)垂直沉降	水准仪	必须监测
		(2)倾斜	经纬仪	必须监测
		(3)裂缝	裂缝观测仪	必须监测
10	坑外地下水	(1)水位	观测井、孔隙水压力探头、频率仪	必须监测
		(2)分层水位	孔隙水压力探头、频率仪	选择监测

将近 20 年来，围绕基坑工程施工，各有关设计施工单位、科研院所、高等院校、乃至政府主管部门做了大量调查、测试、研究工作，写出了浩瀚的资料文章，制订了相应的标准，并培养了一大批人才。其目的只有一个，即保护工程安全和环境安全。

上海市市政工程管理局于 1990 年通过对受基坑开挖影响的各类建筑物进行调研后，制订了各类建筑物对差异沉降的承受能力表、各类地下管线接头技术标准表等等，在上海沿用至今。

又如,表 9-6 是上海金茂大厦基坑开挖施工期间的监测情况汇总一览[57],从中可以大致看出当时所设测点之多,数据之繁。

金茂大厦基坑开挖施工期间监测情况表　　表 9-6

<table>
<tr><th>监测点
布设范围</th><th>控制
指标</th><th>监测
内容</th><th colspan="5">监 测 结 果</th></tr>
<tr><td rowspan="23">测点的布设范围主要为受基坑降水、开挖影响范围的区域。除继续利用打桩期间的监测内容,并增加对支撑轴力测点选设于支撑受力大的部位至深层土体位移测点设于下端土体可能发生管涌流失及易失稳部位</td><td rowspan="23">地下墙墙体顶部水平、垂直位移量应满足设计要求不小于 50mm</td><td rowspan="4">市政管线、隧道口等作水平、垂直位移观测</td><td>名称</td><td>最大水平位移(mm)</td><td>施工后值(mm)</td><td>最大垂直位移(mm)</td><td>施工后值(mm)</td></tr>
<tr><td>煤气 M3</td><td>向场外 3</td><td>向场内 4</td><td>向下 31</td><td>向下 31</td></tr>
<tr><td>上水 S5</td><td>向场外 9</td><td>向场内 15</td><td>向下 31</td><td>向下 30</td></tr>
<tr><td>电缆 D6</td><td>向场外 1</td><td>向场内 31</td><td>向下 39</td><td>向下 39</td></tr>
<tr><td>设地下水位观测井</td><td colspan="5">地下水位观测值在 +3.000m ~ +3.500m(绝对标高),且水位的变化与天气有关</td></tr>
<tr><td rowspan="2">设土体水平位移观测点</td><td>名称</td><td>施工中最大值(mm)</td><td>出现日期</td><td colspan="2">施工后值(mm)</td></tr>
<tr><td>TS6</td><td>向场内 2</td><td>1995.12.7</td><td colspan="2">向场内 2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">设土体垂直位移观测点</td><td>名称</td><td>施工中最大值(mm)</td><td>出现日期</td><td colspan="2">施工后值(mm)</td></tr>
<tr><td>T8</td><td>向下 66</td><td>1996.3.26</td><td colspan="2">向下 66</td></tr>
<tr><td rowspan="5">设地下墙顶水平位移观测点</td><td>名称</td><td>施工中最大值(mm)</td><td>出现日期</td><td colspan="2">施工后值(mm)</td></tr>
<tr><td>L2</td><td>向场内 31</td><td>1995.9.22</td><td colspan="2">向场内 29</td></tr>
<tr><td>L5</td><td>向场外 40</td><td>1996.3.9</td><td colspan="2">向场外 29</td></tr>
<tr><td>L8</td><td>向场内 41</td><td>1996.2.17</td><td colspan="2">向场内 41</td></tr>
<tr><td>L12</td><td>向场内 38</td><td>1996.2.17</td><td colspan="2">向场内 21</td></tr>
<tr><td rowspan="5">设地下墙顶垂直位移观测点</td><td>名称</td><td>施工中最大值(mm)</td><td>出现日期</td><td colspan="2">施工后值(mm)</td></tr>
<tr><td>L2</td><td>向下 15</td><td>1995.1.6</td><td colspan="2">向下 15</td></tr>
<tr><td>L5</td><td>向上 4</td><td>1996.3.7</td><td colspan="2">向上 3</td></tr>
<tr><td>L8</td><td>向下 3</td><td>1996.2.17</td><td colspan="2">向上 1</td></tr>
<tr><td>L12</td><td>向上 7</td><td>1996.2.17</td><td colspan="2">向上 6</td></tr>
<tr><td rowspan="4">设水平支撑轴力测试传感器(*)</td><td>名称</td><td>施工中最大值(N)</td><td>出现日期</td><td colspan="2">施工后值(N)</td></tr>
<tr><td>F1 - 3</td><td>11 229</td><td>1996.4.6</td><td colspan="2">11 131</td></tr>
<tr><td>F2 - 3</td><td>16 375</td><td>1996.4.20</td><td colspan="2">16 375</td></tr>
<tr><td>F3 - 3</td><td>9 035</td><td>1995.8.12</td><td colspan="2">8 557</td></tr>
</table>

几年来,基础工程施工监控技术已得到了很大的普及和提高,特别是深层位移监测和结构内力现场监测技术在近几年得到了较大的发展,监测资料的分析和利用技术、施工控制等都有一定的进步,监控技术对于提高工程质量、保证施工安全和保护相邻环境等方面都发挥了重要的作用,保证了重要工程的质量与安全。

例如,上海淮海路龙门路口的上海广场位于市区繁华地段,其浅基坑位于地铁区间遂道上

方,主楼深基坑紧靠地铁正在运行的区间遂道北侧(地下连续墙距地铁边的最小距离只有2.8m),环境要求特别严格,监测与施工控制成为整个工程的关键。监测工作包括地铁隧道监测、基坑围护结构监测和周边环境监测三部分。地铁隧道监测的目的是为了防止基坑开挖引起隧道过大的变形,对基坑的安全施工进行控制,是监测的核心,其内容包括区间隧道的沉降、位移、直径方向的变形和管片应变等;基坑支护结构的监测包括实测土体位移、墙体位移、土体分层沉降、支撑轴力、坑外水位变化、孔隙水压力、地面沉降、地下连续墙及支撑立柱沉降、土体回弹等项目;周边环境监测包括煤气、上水、下水、电力和电话等项目。地铁隧道的监测控制要求是:地铁结构和设施的绝对沉降量及水平位移不大于20mm;隧道变形曲率半径小于15 000m;相对弯曲小于1/2 500;对地铁外壁的附加荷载小于20kPa。监测必须准确、迅速、及时地反馈信息才能保证满足上述严格的控制要求。在基坑工程施工过程中,各监测数据及时地显示出各保护对象状态的变化,特别是地铁隧道的变形非常敏感,当发现变形过大时就及时采取了抢救措施,以保证运行隧道的安全[70]。整个施工与监控过程完全按照"时空效应"的要求分段开挖,严格限制从开挖到支撑的间隔时间,使控制十分及时、有效、准确,说明我国深基坑工程的监控技术已经达到一个新的水平。

但从全国情况来看,目前的基坑工程监控工作达到如上海广场基坑监控水平的项目还不多,大多数项目虽然实施了监测,但能有效地利用监测数据指导施工的经验还不够成熟,有些项目还不善于利用监测的信息进行决策。从信息化施工的要求来说,大多数工程还是人工传递信息,依靠现有的施工管理制度进行决策运行,缺乏能及时反馈、迅速决策的计算机辅助系统。因此,由于没有及时传递信息、没有及时决策而贻误时机以致酿成事故的工程也还有发生。

令人欣喜的是,一门"岩土工程测试技术学"正在形成。最近,夏才初、李永盛编著的《地下工程测试理论与监测技术》(1999年8月,同济大学出版社)出版,它是继王钟琦等编著的《岩土工程测试技术》(1986年2月,中国建筑工业出版社)之后,更贴近基础工程施工的一部实用著作,已作为高校本科生和研究生的教材。

第八节　建(构)筑物纠偏、托底及增层加载时的地基基础加固技术

一、三项技术的产生、发展与意义

1. 建(构)筑物的纠偏技术、托底技术及增层加载时的地基基础加固技术,在我国是从20世纪后半叶兴起的、与基础工程密切相关的三项新技术。它们可以统称为基础工程的"后续技术",或基础工程施工技术的"重要延伸"。

这三项技术在20世纪前半叶仅在少数国家开始受到重视。例如意大利早在20世纪30年代发明了树根桩技术,用于纠偏托底。

我国民间旧时有能工巧匠"扶正房屋"之术,但皆系所谓"祖传秘技",不普及,且其活动仅限于一乡一镇,这可能与其仅熟悉当地房屋的构造和地基情况有关,且仅限于"扶正"一层或二层的简易房屋。

其实,古代民房多系木结构立帖式坡顶,所谓"扶正",多系从结构上进行整理,而加层则不可能。

世界上古代有许多著名的大型建(构)筑物常由于地基基础出了问题而发生倾斜,因当时挽救乏术,不得不任其倒塌或任其倾斜。例如,建于中世纪著名的英国 Ely 大教堂和法国的 Bauyais 大教堂即是史有记载的典型例证。[3]

举世闻名的意大利比萨斜塔,始建于 1173 年,竣工于 1372 年,施工历时整整 200 年,是世界建筑史绝无仅有的一项"大胡子工程"。比萨斜塔之所以延长工期,主要是因施工中塔身曾两度发生倾斜,虽经从结构上采取一些措施,仍无法纠正,而一再被迫停工。最终不得不带着倾斜而结顶。但斜塔竟然存在了数百年,成为世界建筑史上七大奇迹之一,吸引了无数游客。

自 1930 年以后,比萨塔的倾斜速率加快。至 1989 年,比萨塔已岌岌可危,又因其邻近的一座 Pavia 古建筑倒塌,敲响了警钟,意大利政府遂决定关闭斜塔,停止游人参观,并成立拯救比萨塔国际委员会,邀请国际知名专家学者共商良策。

比萨斜塔的罕见实例,既说明了纠偏托底技术发展的缓慢,也说明了此类技术的难度和风险性远远大于正常的基础施工技术。本节将对此世纪大事作进一步的介绍。

2. 20 世纪初,英国对 Winchester 大教堂的基础进行加固,可能是世界上最早的重要建筑物进行托底的工程之一。该教堂在加固前已下沉历 900 年。加固工作是依靠一位潜水工潜入水下在原有墙基下掏土挖坑,挖穿其下的泥炭层和粉砂层而达到砾石层,然后在砾石层上用包装好的混凝土块往上砌筑,一直接至原来的墙基。这种托底方法今称为"坑式"托底。该教堂至今完好无恙。为纪念该潜水工的不朽功绩,教堂为他悬挂了一块牌匾。[3]

俞调梅、卢肇钧先生曾于 1979 年 3 月出席国际土力学会议时,参观了用桩托底抬高了 3.5m 的墨西哥大教堂(1987 年)。

建(构)筑物的托底技术,通常亦称为基础托换技术,但不宜称为"建(构)筑物托换技术"。它在英语国家叫做"underpinning",望文生义,它是指从底部进行加固、加托、加撑或附加某些支承物之意,而并无更换或取代原有基础之意。

3. 建(构)筑物的纠偏托底和增层加载时的地基基础处理技术之所以能在 20 世纪渐渐兴起,现在看来,主要与土力学理论的发展,地基处理技术的发展,以及相应的施工机械与监测技术的发展分不开;另一方面,也与与日俱增的客观需求分不开。这种客观需求主要来自以下几个方面:

(1)对古建筑,包括古塔楼以及名人故居、历史事件遗址等拯救与保护,日益受到人们和政府的重视。

(2)城市地铁的兴建、市政地下设施的敷设,以及旧城改造的各种施工活动往往会危及其邻近的既有建(构)筑物的稳定与安全;20 世纪 30 年代,美国纽约等城市开始兴建地铁,随之带来了众多的既有建(构)筑物的托底保护问题;二战后,联邦德国许多城市进行改造扩建,并兴建地铁,亦有同样经验;我国改革开放后,北京、上海、广州等城市相继兴建地铁,许多旧城大规模进行改造,从而大大促进了我国的建(构)筑物托底技术的发展。

(3)新建建(构)筑物在设计时,由于对其场地地质条件认识不足,对其沉降或各部分之间的差异沉降未能准确预测,或由于施工不当,环境条件变异等原因,以致伴随着大量建(构)筑物的兴建,在其施工过程中或竣工后倾斜失稳事故时有发生,亟需救治处理。

(4)随着人口增长和经济发展,对既有建(构)筑物进行增层改造、扩大利用,是改善生产和生活条件的一项有效途径,为此,除了从结构上建筑上采取相应措施外,更重要的是首先从地基基础方面研究相应的对策。

(5)由此可见,纠偏、托底与增层加载时的地基基础加固技术既具有重大的历史文化意义,也具有较高的现实经济价值,尤其为处理基础工程事故所必需,而它们的技术内涵往往不仅涉及土力学和地基基础,而且涉及建筑学、建筑历史、结构力学、工程结构、工程地质等多个学科。目前,此类技术主要以土力学理论为导向,以工程经验为依托来指导实际施工,至今尚未形成其自身的系统的理论和施工方法。

4. 建(构)筑物纠偏技术与托底技术两者在其作用机理或具体实施上,既有紧密联系,又有一定区别。这是因为纠偏的作用主要在于调整建(构)筑物的不均匀沉降,而托底常需兼顾改善地基基础承载力和控制沉降两项功能。另一方面,进行纠偏时,许多场合往往也需要同时采取托底措施,故两者关系十分密切。

5. 由于纠偏与托底常需应用各种地基处理技术,我国在纠偏与托底技术发展过程中曾误将它们二者纳入了地基处理的范畴。其实,地基处理主要以天然软弱地基为研究对象,而纠偏与托底则是诊治既有的基础结构,当然也需要应用地基处理这种或那种技术,故纠偏与托底应属于基础工程的范畴。可以看到,最近即将颁发实施的行业标准《建筑地基处理技术规范》(报批稿)中已删去了有关纠偏与托底技术的内容。

二、我国常用的纠偏技术

经过近 20 年的应用和发展,我国的纠偏技术有一定特色和创新。近年常用的纠偏方法可归纳成表 9-7 所列的内容。经纠偏获得成功的建(构)筑物估计不下数千项,其中有:苏州建于五代的虎丘塔;杭州余杭明代舒公塔;上海唐代青龙塔;太原明代双塔寺的东塔;哈尔滨 27 层齐鲁大厦;福建闽南沿海某 12 层亚高楼;山西化肥厂 100m 烟囱以及各地众多的住宅楼、办公楼等不胜枚举。

需要指出,有的建(构)筑物发生倾斜,若经查明主要并非因地基基础存在问题而引起倾斜时,则须从上部结构采取有效措施进行纠偏。

以我国山西应县木塔为例,它始建于辽代清宁二年(公元 1056 年),是世界上现存最高、最古老的木结构佛塔。塔身平面呈八角形、内外共 9 层,通高 67.31m,全塔逐层立柱,且有近 60 种斗拱相互交错,堪称世界建筑史上的杰作。应县木塔近千年不倒,但长期在地震、风雨、战火和结构变化等因素的作用下,塔体出现了严重倾斜扭曲和压缩变形,部分构件辟裂、折断,沉降失衡,其状况岌岌可危。2000 年 5 月间,中国科学院院士、中国工程院院士周干峙率团对木塔进行了实地考察,提出了“吊起上三层,拆开下三层”的修缮意见,并不认为需要在地基基础方面采取任何措施。

三、我国常用的建筑物托底技术

建筑物托底技术一般对基础进行托换加固,通常用于事故处理时的基础加固或建筑物增层时的基础补强。我国常用的建(构)筑物托底技术,大致可归纳成表 9-8 所列的内容。

四、增层加载时的地基基础加固技术

据估计,近 20 年来我国各地进行增层改造的建筑物至少有 1 万余幢,所增加的建筑面积达数千万平方米之多。许多五六十年代,乃至 70 年代建造的 2、3、4 层建筑物已被成功地增加至 6、7、8 层,并且旧貌换新颜,不论在建筑上、结构上或是地基基础处理上都取得了良好效果[18]。

概括近20年来我国建筑物增层加载(包括工业厂房增加吊车荷载等)时常用的地基基础处理技术,大致有以下几种类型:

1. 当建筑物原来采用浅基础,而增加的层数不多、荷载不大时,通常可利用地基土在既有建筑物长期荷载作用下其承载力承随时间而增长的原理和规律,将新增荷载通过原有的承重体系,直接由原有的浅基础传递给地基或必要时对原有的承重体系或基础结构作适当的调整、加固、扩大。

2. 当建筑物原来采用桩基础,鉴于桩的承载力随其入土时间而增长,增层加载时一般的处理方法是建筑物竣工使用达10年以上者,桩基承载力可按提高10%~20%考虑;20年以上者,桩基承载力可按提高20%~50%考虑,并可适当考虑桩间土的共同作用。

3. 当建筑物增加层数较多,或新增荷载超过原来的承重体系和基础结构的承受能力时,通常在结构上采用外套框架结构处理,相应地在框架柱下增设桩基,承受新增荷载。

4. 当既有建筑物存在不均匀沉降或其结构存在裂损病害时,不论采取以上何种方法,一般应先对结构进行补强,然后结合建(构)筑物的具体情况,采用适当的纠偏托底措施。

行业标准《既有建筑物地基基础加固技术规范》(JGJ 123—2000)自2000年6月1日起施行。

常用的纠偏方法　表9-7

	分类及说明		技术特点
(一)顶升或抬升法	顶升纠偏法 顶推纠偏法 张拉纠偏法 注浆抬升法	· 在沉降大的一侧顶升基础或上部墙体,或从侧面推顶(张拉)基础或构筑物使其复位。 · 在沉降大的一侧地基土中注入具有挤密加固作用或具有膨胀性的浆液对建筑物基础起上抬作用	①顶推法和张拉法一般用于局部纠偏和构筑物纠偏;②当整体纠偏时必须注意均匀递变顶升;③保证反力系统的可靠性;④当地基变形未稳定时需要考虑地基基础的加固托底;⑤注浆抬升法纠偏抬高量不大,其值难以控制,并存在扰动地基土的危险,应用实例很少,宜慎用
(二)迫降法	浸水纠偏法 降水纠偏法 堆载纠偏法 掏土纠偏法(钻孔取土、沉井掏土、深层冲孔排土、基底掏土) 扰动地基土法 桩基水冲纠偏法 砍桩纠偏法 地基应力解除法	· 采取措施迫使沉降较小的一侧下沉,以消除或减少与另一侧的沉降	①迫降法应用最多,适用于建筑物局部或整体纠偏,但纠偏后建筑物绝对标高有所降低;②应根据土质情况选择迫降方法;③整体纠偏时,力求建筑物和部位均匀递变下沉,并使沉降较小一侧产生最小的纠偏沉降量;④当地基变形未稳定时,需要考虑地基基础的加固托换
(三)阻沉法	部分托底调整纠偏 卸载纠偏	· 采用地基基础加托底方法或卸除荷载,阻止或减少沉降较大一侧沉降,而让沉降较小的一侧继续沉降	①部分托底调整纠偏法用于建筑物倾斜量不大,且沉降尚未稳定的情况;②卸载纠偏法一般仅作为辅助措施

(四)调整上部结构荷载传递体系纠偏	· 改变结构形式和基底附加应力分布,使原来的沉降趋势反向发展	①连接构件应有足够的刚度去调整变形,外加结构与原有建筑物有可靠的连接;②应考虑外结构的可能性和利用;③当地基变形未稳定时,需考虑地基基础的加固
(五)综合处理纠偏	· 结合采用多种方法纠偏	有各种所用方法的特点

常用的托底技术　　表 9-8

类　别	技　术　特　点
(一)将原来的基础加宽	一般采用混凝土或钢筋混凝土套加固原来的基础,视上部荷载情况,可分别采用单面加宽、双面加宽或周边加宽,以此增大基底面积,降低基底压力
(二)坑式托底或称墩式托底	通过在原来基础旁开挖导坑,进而在基础下挖坑直至可靠的持力层,然后浇灌混凝土至基础底面,以此加深基础埋深;此法可在基础下局部进行,也可分段施工,然后连成一片,成为整体托底
(三)对地基进行灌浆托底	包括:1.纯水泥浆、水泥粘土浆、水泥砂浆或水泥粉煤灰浆等浆材压注入土孔隙,以改善地基土性质;2.利用硅酸钠与氯化钙两种溶液注入粘土或松砂中生成凝胶而改善土性;3.高压喷射灌浆
(四)桩式托底	包括自承式静压桩、顶承式静压桩、锚杆静压桩、打入桩、钻水桩、树根桩、微型桩、灰土桩等托底
(五)综合托底加固	采用以上两种或两种以上技术,费用较高,但效果较好

五、拯救比萨斜塔——举世瞩目的纠偏工程

比萨斜塔自其倾斜速率加快,1989 年意大利政府宣布关闭以后,它的安危一直为世人所悬念。

美国著名岩土工程学家 C. Spencer 曾于 1953 年预测,比萨斜塔如不进行纠偏,势必在 50 年至 100 年后倒塌。[81]

我国著名岩土工程学家、武汉大学刘祖德教授在近 10 余年来致力于纠偏和托底技术的研究与实践,首创了“地基应力解除法危房纠偏理论与技术”。他曾感慨地在其著作中写道:“比萨斜塔在 800 余年风雨历程中虽为人类增添了奇妙的旅游观光景点,每年为意大利政府创造了数亿美元的收入,但是终究它是建筑科技史上的一大缺憾,也是岩土工程师的耻辱。”[82]

前已说明,比萨斜塔始建于 1173 年,它原设计的用途是作为比萨大教堂的一座钟塔。曾传说,它最初就被设计成为斜塔,实际上并非如此。即使不倾斜,它也会是欧洲乃至全世界最美丽、壮观的钟塔之一。

据文献记载,比萨斜塔从施工之初就向北倾斜,建至三层半时其倾斜继续发展,因纠正未果而被迫停工。94 年后,即至 1272 年复工续建。施工时曾企图通过调整承重柱的胖瘦和墙体的厚薄来改变塔身倾斜,均未获成功。到 1278 年建至七层时,塔身转而向南倾斜,乃再次被

迫停工。76年后，至1354年再度复工，至1372年完成第八层即顶层钟楼。当时塔身第一至七层仍向南倾斜，第八层则有意建成向北倾斜；塔顶中心点偏离塔身垂直中心线2.1m。

比萨塔全高54.5m，塔基直径19.6m，总重约14 500t。自竣工后600多年间，它继续缓慢向南倾斜。塔身倾角，1911年为5°26′12″，1930年为5°27′54″，1990年为5°33′17″。平均每年增加倾角，1930年前为5.4″，1930年后为6.2″，这表明倾斜速率不但没有稳定，反而有所增加。至1990年，塔顶中心点偏离塔身垂直中心线已达4.5 m，1991年后此值增加至5m以上。

令人惊奇的是，在二战期间，比萨市曾遭猛烈轰炸，但斜塔未受损伤，1995年10月，意大利中部地区距比萨市约200km处曾发生一次五级地震，据报道，斜塔仅在地震时"晃了一晃"，依然巍然屹立。

为了保护这一世界历史文化遗产，意大利政府于1990年成立了拯救比萨斜塔国际委员会，由世界级知名的岩土工程师、结构工程师、地质师、建筑师及建筑历史、考古与历史等专业的专家学者组成，意大利土力学家雅苗尔科夫斯基任主席。在委员会外，世界各地专家也纷纷为拯救斜塔献计献策。几十个国家共寄送了近千份纠偏方案。我国刘祖德在详细研究了有关资料后，曾在1991年指出用"地基应力解除法"可以解决比萨塔斜塔的问题。此意见后来由王钊教授向斜塔国际委员会的英国专家J. B. Burland教授作了详细介绍[85]。1998年7月，我国浙江曹时中曾专程前往比萨考察，并建议用中国传统文化中的"以柔克刚"的原则指导纠偏工作；他断言，按照他的方法在10个月之内可将倾斜由5m以上减小至600余年前的2.1m。

比萨斜塔的地基情况及其在建塔后的演变，经过近100年以来的多次详勘和分析对比研究，已很清楚。概括地说，整个比萨平原为更新世、全新世浮湖相沼泽沉积。地下水位在地面以下1m；地面高出海平面3m。地基土分三层：A层自自然地面以下至约10m，为砂与粉土，层理不规则，在塔基南部则存在较厚的粘质粉土。分析认为，这可能是早期引起塔倾斜的原因。B层自10m以下至约40m深，主要为三个亚层软粘土，即：上层、中间层及下层，在中间层，软粘土下夹有薄层砂土。B层顶面在整个场地原本基本呈水平，但在塔基范围之下它已被压缩了2m多，这是几百年来塔身重量引起的变形。由此推测塔的总沉降大约在2.5～3m之间。土质的不均匀性造成了北南方向差异沉降约0.9m。C层在40m以下，为密实砂土。

拯救斜塔国际委员会自成立后，通过理论论证、数值模拟、物理模型试验与塔身应力分析等工作，认为塔身结构破坏的危险性与地基失稳的危险性同样严重，一致同意首先要对下面两层塔身的墙体用预应力环箍进行加固。此项工作于1991年底施工完毕。

1992年初，在沉降较小的北侧开始采用堆载促沉法。堆载为铅锭，分期分批地增加。到1995年，总重增至850t。堆载促沉后斜塔800年来第一次开始回倾。

1998年12月，在斜塔半腰安装了两根钢缆，长130m，直径50mm，它越过斜塔北侧的建筑物与高约14m的底座相连。其作用是防上斜塔在纠偏过程中出现意外。

此后，在塔北侧地基下进行了钻孔取土的试验，历时一年多。在试验成功的基础上，从2000年2月起，在塔北侧地基安装了41台小钻机，正式开始钻孔取土。钻孔深入塔基下20m处的粘土层，每次取出约1cm^{3}的泥土，每天约取100kg。小钻机昼夜24小时连续作业。技术人员通过20个监测器，严密监视斜塔动静。

据报道，至2000年6月，塔北侧共取土15m^3，斜塔由南回倾175mm，倾斜度已回复到130年前一样；放置北侧的铅锭已被撤走170t；预计再取土10～20m^3，即可达到再回倾420mm的目标，使斜塔倾斜度与250年前一样。届时铅锭将被全部撤走，塔身半腰的钢箍及塔侧的钢缆也将被拆除。

据雅苗尔科夫斯基称,如一切顺利,斜塔在今后几个世纪内将不会出现什么问题[86]。

为此,意大利公共工程部长宣布:斜塔将于 2001 年 6 月 17 日重新开放,供游人参观[86]。

自 1989 年以来,为拯救斜塔共耗资 540 亿里拉。据闻,今后参观门票将提高到每张 5 万里拉。则只要 108 万游客即可收回此项投资。又据意大利报纸称,上述钻孔取土的办法,是 40 年前一位意大利工程师发明的。我国有关专家则认为该法实属我国刘祖德首创的‘地基应力解除法’的范畴。

六、苏州虎丘塔——千年古建筑新中国首例重大纠偏托底工程

我国苏州虎丘山云岩寺砖塔(通常称为虎丘塔)是杭州雷峰塔倒坍后现存唯一的具有千年以上历史的古砖塔。它建于五代周显德六年至北宋建隆二年(公元 959～961 年)。

虎丘塔呈七级八角形,塔底直径为 13.66m,高 47.5m,重 63 000kN。加固前局部开挖发现如此沉重的结构竟支承在互不相连、基础亦不扩大的十二个砖墩上。该塔建成后历经战火沧桑,风雨剥蚀,到 20 世纪 40 年代后期已裂缝遍体,破损不堪。1956～1957 年间曾先进行了上部结构抢修,但塔体荷重增加了约 2 000kN,并加速了塔体不均匀沉降。塔顶位移由 1957 年的 1.7m,发展到 1978 年的 2.3m。塔的重心偏离基础轴线 0.924m。由于塔身严重朝东北向倾斜,倾斜度达 2°48′7″,成为著名的中国斜塔。

虎丘塔倾斜和墩身开裂,经专家调查研究,认为主要原因是地基土中存在厚度不均匀的压缩性可塑状粘性填土,以及地基土的流失,因而使砖砌体长期偏心受压。于是决定采取改善塔下土体的受力状态,并提高地基承载力的第二次抢修方案。

为此,曾考虑采用钢板桩把地基土围住的方案,但因塔基下人工填土夹有大量块石,恐钢板桩难以打入;又设想采用地下连续墙,却担心难以开挖成槽,且机械成槽作业和泥浆护壁工艺对塔基土体亦有不利的影响;也有建议采用旋喷法成桩,估计使用超高压喷射水泥浆切削土体时,使用大量浆液注入地下,对土体会有软化作用,另一方面超高压的浆液进入有裂缝的塔体中,将造成巨大的侧压力,会给塔体造成危害。因此,上述三方案均被否定。

最后为了防止塔基下土体流失和水平位移,改善塔下土体的受力状态及提高地基承载力,决定首先采用挖孔桩建造桩排式地下连续墙。亦即在离塔外墙约 3m 处,布置 44 个直径为 1.4m的人工挖孔桩,伸入基岩 50cm,桩与桩之间用素混凝土搭接防渗,桩顶上浇注钢筋混凝土圈梁,以连成整体。

在桩柱式地下连续墙施工完毕后,又进行塔身内外地基的钻孔灌注水泥浆加固。钻孔间距为 1.15～1.5m。先塔外后塔内,先垂直孔后斜孔,钻孔伸入基岩 50cm。最后用 48 根直径 90mm 的微型桩承担结构加固所增加的荷重。微形桩系用钻机干钻成孔,放入 16 钢筋笼,压注水泥膨润土浆成桩。

俞调梅、唐念慈先生曾经分别参加了虎丘塔加固的论证和指导工作。

虎丘塔加固期间及加固以后的监测证明,塔体的不均匀沉降和倾斜已得到控制。

有趣的是,虎丘塔在加固前调查观测的过程中还发现,它的塔身中心轴线呈折线状抛物线。这说明虎丘塔与比萨塔一样在建塔时即已发现倾斜问题,并企图在后续施工中通过结构体的改向予以纠偏。这也说明了东西方古代匠师对软弱地基建造高塔尚缺乏处理地基的知识。

第九节　基础工程施工技术发展新动向

在近 20 年的工程实践中,人们常把浅基础的先导技术即地基处理技术与桩基础技术及深基坑工程中的地下连续墙技术三者视为当今基础工程施工技术领域的三大基本技术。最近正在修订的国家标准《地基与基础施工及验收规范》即体现了此观点。

图 9-6 将基础工程施工的三大基本技术和 6 个部分组成的观点作了统一的、系统的表述。

基础工程施工技术
- ·地基处理技术—浅基础的先导技术
- ·桩基础技术　　三大基本技术
- ·深基坑工程技术
  —深埋基础结构的先导技术
- ·大体积混凝土施工技术
  —虽然是构成基础结构实体的关键技术,但主要属混凝土技术领域
- ·基础施工的环境保护技术
  —因基础施工而引发的问题及其处理技术
- ·建(构)筑物纠偏托底及增层加载时的地基基础加固技术
  —基础工程的后续技术

图 9-6　基础施工技术领域的内涵与关系

经过近 20 年的大量工程实践,大家都很清楚,地基处理技术的主要作用是增强软弱地基的承载力,减少其沉降变形;桩基础的主要作用是把上部荷载传至地基深部;地下连续墙的主要作用是提供侧向支护。它们三者的分工似乎很明确,然而,值得注意的是,自 20 世纪 90 年代以来,在我国和世界各主要国家的工程实践中,在上述三大类技术之间,已出现了不同的施工工艺互相嫁接、移植、互相交叉渗透,并且又形成了许多新技术、新工艺。这些演变说明了上述三类技术已不是各自孤立的技术,而通过嫁接、移植、交叉渗透,能产生更好的技术效果和经济效益。——这是基础工程施工技术发展中的一个十分重要的新动向[71]。三大技术的互相嫁接移植,联合应用如图 9-7 所示。

1. 水泥土搅拌桩经过 20 年的广泛应用,已是一种较成熟的加固软土地基的常用技术。它原是一种柔性桩。但在水泥土搅拌桩桩体中插入了 H 型钢或钢筋笼等加劲材料,水泥土桩就演变成为刚性桩。又如,将这种加劲水泥土桩成排地设置,并使其桩身互相搭接,它便形成为 SMW 工法地下连续墙。

2. 碎石桩原是一种散体材料桩,通过加入适量的水泥或粉煤灰等粘结材料后,它就发展成为柔性的 CFG 桩。用这种 CFG 桩,获得了承载力更高的复合地基。当粘结材料达到一定的配合比时,CFG 桩的刚度还可进一步提高,因而可用来支承高、重建(构)筑物。

3. 以强夯法为基础,近年又演化出了"孔内深层强夯法"、"孔内深层强夯碴土(或混凝土)桩"等,而且后二者也应用于支承高、重建(构)筑物。

4. 钻孔灌注桩常因孔底沉碴不易清除及桩身被包裹等隐患而使其承载力降低。近年通过应用后压(或注)浆技术,其承载性能大为改善。而后压(或注)浆技术实渊源于地基处理技术中的高压注浆法。在桩周或桩端遇可液化土时,可选用挤密碎石桩等地基处理技术将其加固成非液化土,再设置桩。

5. 沉管灌注桩是起源于 20 世纪 30 年代的一种老桩型,它的设备与工艺很简单。但利用

这些简单的设备与工艺,又产生了石灰桩和二灰桩等。上述CFG桩目前也常采用沉管桩的设备进行施工。

6. 施工工艺之间嫁接、移植和渗透的现象不仅发生在地基加固和桩基两类技术之间,也发生在桩和地下连续墙之间。例如,基坑工程中常采用钻孔灌注桩或人工挖孔桩等而形成排桩,来代替抓掘成槽、泥浆护壁式的地下连续墙。这早已为人们所熟知。

7. 前面提到的由水泥土搅拌桩演进而成的SMW工法地下连续墙,近年正方兴未艾。另一方面,常规的地下连续墙的施工设备正在被用来制造支承高、重建构筑物大吨位墙柱荷载的矩形(或巨型)桩、壁板桩,并从而提高了施工设备利用率。这种由壁板桩形成的基础,堪称为新型的"条型深基础",它已在北京、天津等一些高楼和立交桥下应用。

8. 地下连续墙一向被视为基坑工程的临时围护结构,近年已有不少项目将其设计成承受双向荷载的永久性基础结构,从而提高了它的使用价值,这在前面第五节中已经提到了;如果当地下连续墙端部存在软弱土层时,可采用地基加固技术预先深层处理后,再施工地下连续墙。

随着科技飞速进步,可以预料上述三大类基础工程基本技术的不同施工工艺之间的互相嫁接、互相移植和互相渗透,乃至交叉应用,将会继续发生。地基基础或岩土工程都是施工实践领先于设计理论发展的学科。面对施工技术的急速发展,解决相关的设计理论与分析计算方法,已是摆在岩土工程师面前的一大复杂课题。

参考文献

[1] Н. Н. БОГСЛОВСКИЙ, ОСНОВНИЯИ ФУНДАМЕНТЫ,1947.

[2] 陈梁生,陈仲颐. 土力学与基础工程. 北京:水利出版社,1957.4:235

[3] [美]H.F.温特科恩,方晓阳主编.基础工程手册.钱鸿缙、叶书麟等译校. 北京:中国建筑工业出版社,1983.

[4] 高大钊主编. 土力学与基础工程. 北京:中国建筑工业出版社,1998:179

[5] 高大钊等编著. 天然地基上的浅基础. 北京:机械工业出版社,1999:150

[6] I.K. Lee, W. White, O.G.Ingles. (俞调梅等译校). 岩土工程. 北京:中国建筑工业出版社,1986:368

[7] J.E.波勒斯编著. 基础工程分析与设计. 唐念慈等译.北京:中国建筑工业出版社,1987:2

[8] 天津大学等合编. 地基与基础. 北京:中国建筑工业出版社,1978:331

[9] 顾晓鲁等主编. 地基与基础(第二版). 北京:中国建筑工业出版社,1993:329

[10] 华南工学院等编. 地基与基础. 北京:中国建筑工业出版社,1981.200

[11] 刘成宇主编. 土力学与基础工程(下册). 北京:中国铁道出版社,1981.1

[12] 中华人民共和国行业标准. 建筑岩土工程勘察基本术语标准. JGJ 84—92

[13] 中华人民共和国国家标准. 岩土工程基本术语标准(GB/T 50279—98),1998.

[14] 华南理工大学等. 地基及基础(新一版). 北京:中国建筑工业出版社,1991.

[15] 陈书申,陈晓平主编. 土力学与地基基础. 武汉:武汉工业大学出版社,1997.

[16] L.齐法特著. 难处理地基的基础工程. 史佩栋等译.北京:水利出版社,1982.

[17] 黄熙龄. 第三章 地基基础的规划设计原则. 见:陈仲颐、叶书麟主编. 基础工程学.

北京:中国建筑工业出版社,1990.

[18] 史佩栋主编. 实用桩基工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1999.3.

[19] 史佩栋. 石灰加固软弱地基技术发展现状. 见:史佩栋等主编. 石灰加固软弱地基学术讨论会论文集. 上海:《岩土工程师》编辑部,1989:7～20

[20] 黄熙龄. 地基基础工程科学发展五十年. 建筑结构,1999(10):26～29,47.

[21] 唐寰澄编著. 桥. 北京:中国铁道出版社,1981.

[22] 俞调梅著. 上海地区的基础工程. 上海:同济大学出版社,1991.

[23] 唐念慈. 中国大陆岩土工程实践点滴. 西部探矿工程,1994(7):1～11.

[24] 路江编著. 上海建筑百年史. 上海:同济大学出版社,1999.

[25] E.W.Brand 等.软粘土工程学.叶书麟等译校. 北京:中国铁道出版社,1991:56～61,220～252

[26] 史佩栋等. 桩基施工技术现状概况. 见:第二届结构与地基国际学术研讨会论文集. 香港,1997.

[27] 史佩栋. 综合报告——我国桩基础施工技术发展现状与建议. 刘金砺等主编,桩基工程技术——第三届全国桩基工程会议论文集. 北京:中国建材工业出版社,1996.9.

[28] 史佩栋,何开胜. 小桩技术发展现状. 见:中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集. 复合地基. 承德:1990:327～341

[29] 史佩栋. 我国深基坑支护技术发展 20 年. 见:史佩栋主编,地下结构与岩土工程新进展. 杭州:浙江泛华设计院地下与特种结构研究所,1998:219～234

[30] 史佩栋,高大钊,桂业琨主编. 高层建筑基础工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,2000.

[31] 中华人民共和国行业标准. 基桩低应变动力检测规程. JGJ/T93—95,条文说明

[32] 中国建筑史编委会. 中国建筑史(第二册). 北京:中国工业出版社,1962(135)

[33] 中华人民共和国行业标准. 港口工程嵌岩桩设计与施工规程(送审稿),1999(12)

[34] 史佩栋,梁晋渝. 纪念大直径灌注桩问世 100 周年(1893(1993). 见:中国土木工程学会第七届力学及基础工程会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1994:43～427

[35] 史佩栋. 香港的桩基设计施工技术概况——兼述 GEO # 1/96 指导书及其对内地的借鉴意义. 见:地下结构与岩土工程新进展. 杭州:浙江泛华设计院地下与特种结构研究所,1998:97～116

[36] 刘金砺,祝经成. 泥浆护壁灌注桩后注浆技术及其应用. 建筑科学,1996(2)

[37] 贺德新等. 大直径多次扩孔灌注桩简介. 见:史佩栋主编. 地下结构与岩土工程新进展. 杭州;浙江泛华设计院地下与特种结构研究所,1998.

[38] 史佩栋等. 平底大头沉管灌注桩的沉管性状、变径效应及承载特性. 工业建筑,1996(5):36～42

[39] 史佩栋. 桩底加载试验新技术在国外的发展与国内的反响. 见:地下结构与岩土工程新进展.杭州:浙江泛华设计院:117～122

[40] 史佩栋. 桩的静载荷试验新技术——Osterberg 试桩法. 建筑施工,1996(4)

[41] 史佩栋. 再谈 Osterberg 试桩法. 建筑施工,1997(5)

[42] 李广信,黄锋,帅志杰. 不同加载方式下桩的摩阻力的试验研究. 工业建筑,1999(12):19～21

[43] 黄锋. 单桩在压与拔荷载下桩侧摩阻力发展机理研究:[博士学位论文].北京:清华大学,1998.

[44] 刘金砺. 桩基研究与应用若干进展浅析. 岩土工程界,2000(2):10～14

[45] 刘金砺. 建设行业岩土工程五十年. 建筑科学 2000(4):1～4

[46] 刘金砺. 我国建筑基础工程技术的现状和发展述评. 建筑技术 1997(7):466～468

[47] 赵锡宏. 上海深基坑围护工程的新进展. 建筑技术增刊,1998.

[48] 余志成,施文华. 深基坑工程在北京地区的问题、经验和展望. 建筑技术,增刊,1998.

[49] 顾晓鲁. 天津市基坑开挖与支护技术现状与展望. 建筑技术,增刊,1998.

[50] 刘建航,侯学渊主编. 基坑工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1997.4.

[51] 龚晓南主编. 深基坑工程设计施工手册. 北京:中国建筑工业出版社,1998.7.

[52] 陈肇元等. 深基坑开挖的土钉支护技术,(一)、(二)、(三)、(四)地下空间,1995(4),1996(1,2)

[53] 施峰等. 土钉墙技术在软土地区深开挖中应用. 见:史佩栋,高大钊,钱力航主编,21世纪高层建筑基础工程,北京:中国建筑工业出版社,2000:585～590

[54] 孙更生,郑大同. 软土地基与地下工程. 北京:中国建筑工业出版社,1984.

[55] 刘建航. 基坑工程总体设计方案. 见:面向21世纪的深基坑工程. 中国深基础工程协会成立十周年深基础工程技术研讨会论文集. 北京,1997:1226

[56] 秦惠民,叶政青. 深基础施工实例. 北京:中国建筑工业出版社,1992.

[57] 桂业琨. 上海高层建筑基坑工程施工技术与实例. 见:地下结构与岩土工程新进展. 杭州:浙江泛华设计院:322～356

[58] 史佩栋. 日本 SMW 工法地下连续墙. 建筑施工、1995(1)

[59] 王健. H 型钢 - 水泥土组合结构试验研究及 SMW 工法的设计理论与计算方法:[博士论文]. 上海:同济大学地下建筑与工程系,1998.

[60] 程良奎. 深基坑锚杆支护的新进展. 建筑技术,增刊 1998.

[61] 李乐铭,龚雅德. 正大广场基础工程综述. 港工技术与管理,1998.2～3

[62] 吕其光. 正大广场基础工程施工监测. 港工技术与管理,1998.2～3

[63] 王明恕. 长春新世界广场深基坑支护及事故处理. 见:黄强主编. 深基坑支护工程实例集. 北京:中国建筑工业出版社,1997:253～260

[64] 王洪恩等. 山东省邮电通信大厦基坑土钉喷锚支护滑坡原因分析.地基处理 1997(1)

[65] 陈玉跃. 杭州地区深基坑工程技术发展的回顾与思考. 见:史佩栋、高大钊、钱力航主编. 21 世纪高层建筑基础工程. 北京:中国建筑工业出版社,2000.7.

[66] 刘建航. 软土基坑工程中时空效应理论与实践. 地基基础,1999(12):3～14

[67] 孙钧,袁金荣,郑宜枫. 深大基坑施工变形的智能预测与控制及其三维可视化分析. 见:史佩栋、高大钊、钱力航主编. 21 世纪高层建筑基础工程. 北京:中国建筑工业出版社,2000.7.

[68] 胡中雄编著. 土力学与环境土工学. 上海:同济大学出版社,1997.

[69] 夏才初,李永盛. 地下工程测试理论与监测技术. 上海:同济大学出版社,1999.

[70] Peck R.B. Deep excavations tunneling in soft ground. Proc.7th Int. Conf. on Soil

Mech, and Found. Engrg, Mexico City, State of The Art Volume,1969:225～290.
[71] 史佩栋. 地基处理技术发展新动向. 岩土工程界,2000(1):10～12.
[72] 曾宪旺等. 基坑与边坡事故警示录. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
[73] 唐业清等. 基坑工程分析与处理. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
[74] 第二届上海国际土木建筑施工技术研讨会论文集. 上海,2000(5)
[75] 余志成,施文华. 深基坑工程在北京地区的经验、问题和展望. 建筑技术. 增刊,1998
[76] 方晓阳. 21世纪环境岩土工程展望. 岩土工程学报,2000.22(1).
[77] 陈绪录等. 群桩基础原体观测. 南京水利科学研究院报告. 编号土7911,1979.
[78] 韩光耀. 上海软土地基超深基坑支护技术应用. 见:第二届结构与地基国际学术研讨会论文集. 香港:1997.
[79] 黎执长等. 深基坑支护实例分析. 见:黄强,惠永宁主编. 深基坑支护工程实例集. 北京:中国建筑工业出版社,1997.
[80] 杭州市建筑业管理局,杭州市土木建筑学会. 深基坑支护工程实例. 北京:中国建筑工业出版社,1996.
[81] C. Spencer, Leaning Tower of Pisa, Engineering News-Record, April 12,1953.
[82] 刘祖德. 第三十一章桩在纠正建(构)筑物倾斜中的设计与应用.见:史佩栋主编. 实用桩基工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1999:775.
[83] 广东省地方标准. 预应力混凝土管桩基础技术规程(GBJ 15-22—98).
[84] 张书廷等. 钻埋大口径预应力墩桩施工技术, 见:刘金砺主编. 桩基工程技术北京:中国建材工业出版社,1996:184～186.
[85] 刘祖德,叶勇. 比萨斜塔的最初动向及纠偏方案探讨. 土工基础,2000.14(1)
[86] 罗晋标. 比萨斜塔直了点. 环球时报, 2000年6月23日第十五版.

第十章　特殊性土岩土工程问题的研究与工程应用

第一节　我国黄土的研究及其工程应用

黄土,古称"黄壤",源于土的本色,是一种第四纪沉积物。但因其具有一系列内部物质成份、外部形态特征及地理分布特点,故又不同于同时期的其他沉积物。它是按照一定的规律分布在一定的自然区域中,而这种变化规律又受制于不同的地貌与气候条件。

黄土属于粘性土类,但与一般的粘性土不同,典型的黄土具有以下两方面的明显特征[1]~[3]。

(1)用肉眼观察到的特征:颜色由浅黄到褐黄;不具层理,土体中有肉眼可见的大孔隙;在天然含水量低的情况下,土质坚硬,具有垂直节理,可挖成相当高的直立陡壁而不失稳;土中含有数量较多的碳酸盐与硫酸盐类,有的还含有钙质结核(俗称料姜石),遇盐酸起强烈反应;土体遇水后能迅速崩解,冒出气泡,因而原生黄土往往具有湿陷性。

(2)主要物理性质指标所显示的特征:孔隙率大,一般在45%~52%;干重度小,在12.5~15.0kN/m^{3}之间变化;土中主要含0.05~0.005mm的粉粒,一般在60%以上,大于0.25mm的砂粒很少,小于0.001mm的胶粒甚微;小于0.25mm的砂粒和小于0.005mm的粘粒含量因地而异,其基本趋势是由西北向东南随着粉粒和砂粒的减少,粘粒逐渐增加;塑性指数多在8~14之间。

鉴于黄土具有以上特征,所以黄土在变形、强度与稳定性方面具有自身的特殊性,特别是湿陷性黄土对水的敏感性,以及由此在工程方面所引起的一系列问题,长期以来已为广大岩土工作者所关注。

对黄土成因的研究,已有百余年历史,中外学者先后提出了十多种不同成因假说[4],其中主要是风成说[5]和水成说[6]。通常把风力搬运、沉积又没有经过次生扰动的、无层理的黄土,称为原生(典型)黄土;属于其他成因的、常具有层理和夹有砂砾层的黄土状沉积物,称为黄土状土(次生黄土)。

黄土在一定压力(即土自重压力或土自重压力与附加压力)下,遇水浸湿后其结构迅速破坏而发生显著附加下沉的现象,称为湿陷性。浸水后产生湿陷的黄土,称为湿陷性黄土;否则,称为非湿陷性黄土。湿陷性黄土又分为自重湿陷性黄土和非自重湿陷性黄土。关于黄土地层的最新划分,如表10-1所列。

黄土在全世界分布很广,总面积达13×10^6km^2,约占陆地总面积的9.3%。它主要分布[2]在中纬度干旱和半干旱地区,如北美的美国密西西比河上游、墨西哥北部;南美的阿根廷草原区;欧洲中部的法国、德国,东部的乌克兰、波兰、罗马尼亚、保加利亚;亚洲俄罗斯的南高加索、南西伯利亚,乌兹别克斯坦等地区。

我国黄土分布面积近64×10^4km^2(其中湿陷性黄土分布面积约占60%),占国土面积的6.6%,占世界黄土分布面积的4.9%,主要分布在北纬33°~47°、东径75°~127°之间。其中黄河中游,即东起太行山、西至贺兰山,南起秦岭、北至长城,其间分布的27万km^{2}黄土,以覆盖广、厚度大、发育好、地层全、特征典型、古土壤清晰、哺乳类化石多而著称于世,为系统全面地

黄土地层的划分 表10-1

时 代	地层的划分		试验压力(kPa) 200～300
全新世 Q_4	新黄土	黄土状土	一般具湿陷性
晚更新世 Q_3		马兰黄土	
中更新世 Q_2	老黄土	离石黄土	上部一般具湿陷性,下部不具湿陷性
早更新世 Q_1		午城黄土	不具湿陷性

注:1.全新世 Q_4 包括湿陷性黄土 Q_4^1 和新近堆积黄土 Q_4^2;

2.中更新世 Q_2 离石黄土层顶面以下土的湿陷性,应根据建筑物的实际压力或上覆土的饱和自重压力进行浸水试验确定。

研究黄土提供了得天独厚的有利条件。正是该黄土高原区域,在中华民族发展史上曾居重要地位,被认为是中华民族的发祥地。据西安半坡遗址和宝鸡仝家崖遗址的出土文物佐证,我们祖先早在六七千年前[7]已开始利用黄土烧砖和制做一些陶器用品;对支撑圆形屋顶的柱基已采用夯实法处理。但从岩土工程角度研究黄土,只有百余年历史。

岩土工程是一门应用性学科,而黄土又是其中分布最广的一种特殊性土,所以对黄土研究的发展过程,与国家各个时期的基本建设息息相关。为便于说明,下面先就黄土力学与工程性质方面的研究分为四个阶段综述[8],而后对黄土在工程建设中的应用与发展将按专题介绍。

一、黄土力学与工程性质方面的研究

(一)第一阶段——解放前百余年

我国黄土地层的研究始于1877年。从那时至全国解放的几十年间,主要是根据岩性把黄土与三趾马红土分开,并把黄土按地质时代作了粗略的统一划分[9];对黄土的物理、力学指标开展了初步试验研究。

(二)第二阶段——50年代初至60年代中期

50年代至60年代中期的十几年间,鉴于广大黄土地区大规模开展基本建设的需要,我国岩土工程界的广大科技工作者,在全面学习前苏联经验的基础上,针对工程实践中存在的问题,对黄土的基本性质以及湿陷性黄土地基的评价和处理方法,展开了大规模的勘察与室内外试验研究,取得了丰硕成果,主要有以下几方面:

(1)根据地层结构、岩性特征、哺乳化石、古土壤、古气候和考古资料等进行黄土地层划分,为后来黄土层的划分奠定了基础[9]。

(2)查清了黄土在我国的分布,掌握了我国黄土的基本性质与区域性变化,包括物理、化学、力学及水理性质,都取得了大量数据资料,在《中国黄土及黄土状岩石》[10]、《黄河中游黄土》[11]、《西北黄土的性质》[12]、《黄土的物质成分与结构》[13]、《黄土基本性质研究》[14]及《黄土文集》[15]等很多专著与汇编文集中,从不同角度进行了论述,为认识我国黄土和服务于工程打下了基础。

(3)对湿陷性黄土进行了大量室内与现场试验研究,获得了我国黄土湿陷性在地域分布总体上的变化规律。由于湿陷性黄土的生成环境、物理成分、化学成分、地理位置、埋藏产状及气候条件的不同,致使各地黄土的开放型结构或粒状架空结构的程度各异,湿陷性差别很大,但总的规律是随着地理位置由西向东、自北而南,同一地貌单元从高到低,同一场地自上而下,湿陷性逐渐减弱。并根据我国黄土特征,从工程地质角度出发,在《湿陷性黄土地区建筑规范》

(BJG20—66)中提出了《中国湿陷性黄土工程地质分区略图》和《中国湿陷性黄土工程地质分区参考表》,为后继《湿陷性黄土地区建筑规范》(BJG25—78)(仅对《湿陷性黄土地区建筑规范》(BJG20—66)的分区图作了适当的修订和补充,将原来的五个地区重新划分为七个地区)打下了基础。于此同时,还研究了地貌与黄土湿陷性的关系;提出按现场试坑浸水试验实测自重湿陷量,或按室内试验所得指标计算自重湿陷量,来判定场地的湿陷类型,根据分级湿陷量划分湿陷等级,这些规定在《湿陷性黄土地区建筑规范》(BJG25—78)中仍得以沿用。

在上述研究成果中,大部分至今仍不失其理论价值和实际意义。1966 年建筑工程部颁发的《湿陷性黄土地区建筑规范(BJG20—66)》,就是在学习、参考前苏联同类规范(НИТУ137—56)的基础上,对我国在这方面的研究成果和工程经验的总结。

(三)第三阶段——60 年代中期至 70 年代末

由于众所周知的历史原因,在这一阶段对黄土力学与工程性质研究得较少,成果发表更少。但是,我国岩土工程界的广大科技工作者,即使在极端困难的十年中,结合工程实践,特别是针对“三线建设”中的工程问题,仍然开展了一些研究工作,并在以下几方面取得了显著成果:

(1)在黄土地区“三线建设”的工程地质勘察和工程事故处理中,发现山前、山沟坡谷地带的新近堆积黄土很特殊,虽然沉积年代很近,其物理性质指标却与 Q_3 黄土相近,但变形敏感,压缩性高,承载力低,均匀性差,湿陷性变化大。经试验研究,基本弄清了其工程特性,并提出了野外鉴别与承载力确定的方法[18]。

(2)关于自重湿陷性黄土的评价是一个重要而复杂的问题。无论是《湿陷性黄土地区建筑规范》(BJG20—66)还是《湿陷性黄土地区建筑规范》(BJG25—78),都是按实测自重湿陷量或计算自重湿陷量判定场地类型,然后根据分级湿陷量划分湿陷等级。对此,陕西省综合勘察院[19]通过对一些工程事故的分析研究,对湿陷性判别标准、浸水压力值及自重湿陷场地的湿陷评价深度之确定等界限值,都作了一些修正,使之更接近实际。

涂光祉[20]在对不同地区的一系列室内外试验和湿陷性事故对比分析之后,发现同属自重湿陷类型的黄土场地,常出现湿陷等级低的其湿陷事故反而比湿陷等级高的要严重,或湿陷等级相同的场地,而湿陷事故却相差悬殊的现象。究其原因,是未考虑自重湿陷敏感性。因此,提出湿陷性黄土地基的评价应该考虑自重湿陷敏感性,并建议将其划分为很敏感、不很敏感和不敏感三类。这对合理评价自重湿陷性黄土地基不同的危害程度具有实用意义。

(3)根据对陕西、山西、甘肃、河南与青海等地区的大量载荷试验资料的统计分析,得出了湿陷性黄土与新近堆积黄土的地基容许承载力计算经验公式。

这一阶段,以至建国以来的不少应用性方面的成果,都反映在 1978 年 6 月国家建委颁布的《湿陷性黄土地区建筑规范》(TJ25—78)之中,使该规范从此有了中国特色。

1985 年,由钱鸿缙先生等编著的《湿陷性黄土地基》,是一本系统地论述我国湿陷性黄土工程性质、湿陷性黄土地区建筑设计方法、地基处理方法的专著。它总结了我国从 50 年代初至 70 年代末近 30 年来湿陷性黄土地基的科学研究成果与工程实践经验;充分反映了当时我国在湿陷性黄土地基方面的科研成果与技术水平,理论与实践并重,还列举了不少工程实例。

(四)第四阶段——80 年代末至 90 年代初

改革开放以来,由于国家建设的加速发展,促使我国在黄土力学与工程性质方面的研究进入了一个新的发展时期,并取得了多方面的显著成果,主要有:

1. 关于黄土动力特性方面的研究

伴随着土动力学的发展和黄土地区各类工程建筑抗震稳定分析的要求,黄土动力学研究便逐渐提到日程。七八十年代,西安一些高等院校与勘察单位[21]~[23],对小应变($\varepsilon \leq 10^{-4}$)下黄土的动模量、动泊松比及动阻尼比等动力特性就曾进行过大量室内动三轴试验和共振柱试验,取得了一批成果,为《地基动力特性测试规范》(GB/T 50269—97)的制定提供了宝贵的背景资料。

谢定义一直从事土动力学方面的研究,在该领域取得了瞩目的成果[24]。他曾与巫志辉等借鉴以往对砂土动力特性的研究,针对陕北洛川[25]、兰州、西安等地的典型黄土,从其根本特性——结构性、欠压密性和非饱和性以及由此表现出的各向异性与对水作用的特殊敏感性出发,分别就干型黄土($w < w_S$)、湿型黄土($w_S < w < w_L$)和饱和黄土($w > w_L$)进行了研究,得出的主要结论有以下几点[26]:

(1)当原状黄土的起始含水量小于缩限(即干型)时,动本构特性是直线关系,在破坏应变范围内的动模量可取为常数,动强度由抗拉强度控制,属于脆性拉断破坏,其大小主要随固结应力的增大而增大,与振次关系不大,且振密变形很小,可不考虑振陷。当原状黄土的起始含水量大于缩限而小于液限(即湿型)时,动本构特性是双曲线关系,动强度由抗剪强度控制,属于塑性剪切破坏,发生于应变累积到屈服应变之时。当原状黄土的起始含水量大于液限(即饱和型)时,动本构特性仍为双曲线,动强度仍受抗拉强度控制,故仍属压剪破坏,但动应变明显增大,动强度明显降低,且动孔压可能有较大增长,与湿型黄土有明显区别。

(2)对黄土的起始动模量仍可用 Hardin 与 Black 对粘性土建立的经验公式形式,只是其经验常数因黄土的欠压密性而有所降低,并考虑到含水量对黄土的特殊作用,及浸水与应力的交叉影响而予以修正。

(3)由于黄土的湿陷系数 δ_s 随初始含水量 w 的增大而减小,且两者之间近似直线关系,因此如将它与黄土的动应力—动应变双曲线关系相联系,即可得到由湿陷系数预估一定动应力下振陷系数的关系式。

(4)黄土的动强度与静强度之间有着密切的关系。动静强度的比值随含水量和破坏振次的增大而减小,随静应力和应力比的增大而增大。在土不发生强度大幅度降低的情况下,它与地基设计规范中推荐的地基承载力调整系数值的变化范围基本一致。

2. 非饱和土力学理论与测试技术研究

湿陷性黄土作为一种非饱和土,有很多理论与测试技术上的问题尚未解决。近十年来,我国学者在这方面所做的工作,使多年来进展缓慢的非饱和土研究大为改观,引起世人关注。1992 年 3 月在北京召开的"全国非饱和土理论与实践学术研讨会"[27]和 1994 年 6 月在武汉召开的"中加非饱和土学术研讨会"就是这方面研究成果的两次集中展示。主要成果有:

(1)陈正汉、谢定义[29]、[30]融理性力学、不可逆过程热力学和土力学于一体,提出了研究非饱和土的公理化理论体系。其主要组成有两部分:①5 个基本定律,即质量守恒定律、动量守恒定律、动量矩守恒定律、能量守恒定律和热力学第二定律;②8 个本构原理,即等存性原理、相容性原理、客观性原理、Curie 对称原理、Onsager 原理、有效应力原理、压硬剪胀原理和记忆原理。在该公理化理论体系指导下,建立了非饱和土的 3 个方面的本构关系(土骨架变形与有效应力之间的本构关系,水、气所受扩散阻力与水、气相对于土骨架的渗透速度之间的本构关系及饱和度—密度—吸力之间的本构关系)与非饱和土的固结理论。该固结理论的物理数学模型由 25 个偏微分方程求解 25 个未知量,在增量线性化的情况下,简化为 5 个二阶偏微分方程,求解孔隙水压力、孔隙气压力和土骨架位移的 3 个分量。该模型包括了三相连续方程、

水气运动方程、总体平衡方程、几何方程、有效应力方程、理想气体状态方程、广义 Hook 定律及饱和度—密度—吸力状态方程等多方面的关系式,充分反映了应力、变形、渗水和渗气的多场耦合效应。模型中包含 7 个材料参数,都可由试验测定。其增量型的控制方程为加入土的非线性本构关系和弹塑性本构关系及模拟施工过程提供了方便。饱和土固结的 Biot 理论是该模型的特例。应用 Laplace 变换和有限 Fourier 变换得到了非饱和土一维固结问题的解析解,从控制方程同时解出了竖向位移、孔隙水压力和孔隙气压力,不仅给出了固结沉降和瞬时沉降的解析表达式,还给出了能综合反映地基特性的固结系数和固结度的解析表达式。根据控制方程设计了有限元程序,成功地求解了非饱和土固结的平面问题,使该项研究成果趋于完善,对非饱和土的研究起到了推动作用。

(2)杨代泉[31]在双应力变量理论的基础上,建立了一个非饱和土的广义非线性本构理论。该理论能描述非饱和土 5 个方面的基本特性,即非线性、剪胀剪缩性、湿陷湿胀性、流变性及温度效应。在此理论基础上,把饱和土的比奥固结理论延用于非饱和土,从而建立了非饱和土的广义固结理论。

(3)对非饱和土力学特性的理论研究突破和深化,与测试技术的改进密切相关。俞培基、陈愈炯[32]在国内最早(1965 年)开展对非饱和土中孔隙水压力和孔隙气压力的研究,试样直径为 101.6ｍｍ,所用仪器与 Bishop 改进的三轴仪相同。由于当时种种条件所限,孔隙气压力的量测是在压力室外,故误差较大。1990 年杨代泉对此做了改进。1991 年陈正汉、谢定义研制成一台非饱和土小型三轴仪,试样直径为 39.1ｍｍ,用装在试样帽上的微型传感器直接量测孔隙气压力,采用双层压力室和精密体变量测装置,在试样外包裹两层橡皮膜。这些措施大大提高了量测体变和孔隙气压力的精度,用其研究重塑非饱和黄土的变形、强度、屈服、孔压、有效应力参数和水量变化特性方面,取得了良好效果。1992 年,吴肖茗、刘国楠[33]较全面地介绍了当时国内外量测土的基质吸力与总吸力的常用仪器和方法,其中包括实验室及现场测定的仪器和方法。1993 年陈正汉、谢定义[34]又研制成非饱和土渗气仪,证明了非饱和土中的气相运动可用 Darcy 定律描述。1994 年李未显、刁玉椿、陈仲颐[35]研制的非饱和土吸力传感器及现场量测系统,已为国内几个单位所采用。1995～1996 年刘奉银、谢定义等研制成非饱和土三轴仪[36]和非饱和土的水、气运动联合测定仪[37]:前者是将双源双能 γ—透射技术和土工三轴仪相结合,可以同时测定试样在压力和浸水后沿着试样高度上下不同时刻的含水量、干重度、孔隙水压力、孔隙气压力以及试样的轴向变形、侧向变形和体积变形,给我们从各个侧面揭示和综合研究黄土的力学特性提供了良好的手段;后者也为非饱和土中液相和气相运动规律的测试带来了很大的方便。

3．湿陷性黄土增湿与减湿特性

由于黄土的湿陷性直接关联着工程的造价与安危,所以一直是岩土工程界关注的一个重要课题。但是,过去仅限于把浸水饱和时的湿陷性作为湿陷性黄土的核心问题来研究。近年来张苏民等[38]、[39]对湿陷性黄土在增湿(不一定要达到饱和)和减湿时的强度与变形特性,进行了系统的试验研究,主要成果有以下几点:

(1)增湿时的强度特性:对不同含水量的土样进行三轴试验的结果表明,湿陷性黄土的极限强度是围压和含水量的二元函数,可用$(\sigma_1-\sigma_3)$—σ_3— w 三维空间中的一个曲面(称为强度曲面)表示;强度指标 c、φ 可表达为含水量 w 的函数,当含水量增加时,强度随之下降,在强度曲面上与应力水平对应的含水量,可称为湿陷性黄土的临界含水量 w_{cx},亦即不同的应力水平,对应着不同的临界含水量。

(2)增湿变形特性:增湿变形,是指黄土在压力作用下压缩变形稳定后再因含水量的增加而产生的附加变形。显然,通常所定义的湿陷变形是增湿变形的一个特例或极端情况。湿陷变形 ε 可表示为应力水平 σ 和含水量 w 的函数,在 $\sigma-\varepsilon-w$ 三维空间中也可以用一个曲面(称为应力增湿变形曲面)表示,即由不同应力增湿路径的轨迹所组成的曲面。从该空间曲面上可以清楚地看到湿陷起始压力、湿陷起始含水量及增湿起始压力三者之间的相互影响与变化关系。

(3)增湿与减湿时的黄土湿陷性:对天然含水量的黄土,经不同程度的增湿和减湿,可以得到一簇湿陷系数 δ_s 与压力 P 的曲线,其中每条 δ_s-P 曲线都有一个相应于不同 P 的峰值,该峰值对应的纵横坐标,即峰值湿陷系数和峰值湿陷压力;这两个值均随增湿而降低,随减湿而增大。湿陷性黄土既有湿陷起始压力,又有湿陷终止压力,只有当压力处于二者之间变化时,饱和浸水才能引起显著的湿陷变形,该区间称为湿陷压力区间。当初始含水量超过湿陷极限含水量时,无论压力有多大,饱和浸水都不会引起 $\delta_s \geq 0.015$ 的湿陷变形。

4. 土的结构性及其定量化参数的研究

土的结构性,是指土中颗粒或土颗粒集合体以及颗粒间的孔隙的大小、形状、排列组合与联结等综合特征。因此,土的结构性应是土的几何特征(含土的骨架特征和孔隙特征)和联结特征的统称。

长期以来,土力学仅从粒度、密度和湿度指标来描述土的物理本质特性,而对一个已被公认为非常重要的方面,即土的结构性(可称为构度)因未定量化而被丢弃,从而给土性、以至土力学的研究与应用,带来一系列问题;在涉及到土性时,只能对土的结构性从定性角度予以描述或解释。事实上黄土的湿陷性,粘性土的脆性破坏,土的应力—应变关系,孔隙水压力—应变曲线及固结曲线等,无一不与土的结构性密切相关。因此,土的结构性定量化问题,被称为“21世纪土力学的核心问题。”

齐吉琳、谢定义[40]、[41]结合兰州、永登黄土的显微结构分析,把土的结构性看作是一种结构势,而要知道这种势的大小,最简捷的办法是破坏土的结构性,让它释放出来,并测定其结构性破坏的难易程度(反映结构可稳性)和破坏后的变形程度(反映结构可变性),从而得到结构性的定量化指标。而破坏土的结构性,使其由稳定变为不稳定的方法,即常用的扰动、加荷和浸水三种。粘性土的灵敏度就是利用扰动的方法使其显示结构性(联结特征),给出扰动对土强度的影响;而黄土的湿陷系数是利用浸水的方法使其显示结构性(排列特征),给出了特殊排列结构破坏的结果。综合这两种方法,即同时用扰动和浸水,使土既显示其联结特征,又显示出颗粒的排列特征,并施加不同的荷载,研究联结特征和排列特征变化的综合力学特征,这就构成了用土力学方法研究土的结构性的基本框架。由此出发,以原状土、原状饱和土和扰动重塑土的侧限压缩试验结果(应变—压力曲线)为基础,建立了土的结构性参数(或综合结构势):

$$m_P = \frac{m_1}{m_2} = \frac{\varepsilon_{饱} / \varepsilon_{原}}{\varepsilon_{原} / \varepsilon_{重}} = \frac{\varepsilon_{饱} \cdot \varepsilon_{重}}{\varepsilon_{原}^2}$$

该参数的合理性、广泛性、灵敏性和稳定性都已得到大量试验验证,可谓对土的结构性定量化研究的一个新突破。

与此同时,作者在人工结构性试样的制备方法,结构性参数与变形和强度的关系,以及结构性参数的应用等方面,也都进行了较深入的探讨,为今后的研究开辟了新途径。

5．黄土的显微结构特征

黄土具有湿陷性，主要是由于它的特殊结构，而特殊的显微结构又是其首要的影响因素。根据对扫描电镜显微图像的观察分析[42]，认为骨架颗粒形态、连接形式及排列方式是决定黄土湿陷的主要结构特征，且一般以后者最为重要。从这一观点出发，把以上三方面结构特征予以相互吻合，将黄土显微结构划分为12种类型。各地黄土的显微图像表明，其显微结构有着明显的区域性变化规律：由西北的粒状构成的架空接触式结构，逐渐过渡到东南的凝块构成的镶嵌胶结式结构。这种显微结构区域性的明显变化，和湿陷性在区域上的宏观变化—由西北向东南逐渐减弱—相结合。进一步的研究表明，黄土湿陷的最根本原因，就是黄土具有比较特殊的粒状架空结构体系造成的[43]。

显微结构对黄土湿陷性的影响看来已被大家所公认，但这种影响如何定量化，张德华、白晓红对此进行了探索[44]，首次提出了架空孔隙随深度的变化函数，并根据非线性数学回归分析，得出了湿陷系数随架空孔隙统计量的数学表达式，初步建立了黄土显微结构与其宏观力学性质的定量关系。

6．Q_2 黄土的湿陷特性及评价

已往对黄土湿陷性的研究主要是针对 Q_3、Q_4 地层，对 Q_2 黄土涉及甚少，认为它不具有湿陷性。近年来，西北电力设计院、中国建筑科学院地基研究所等单位，结合陕西蒲城电厂的地基评价，对渭北黄土台塬60m左右厚的黄土层进行了大规模的室内与现场试验研究[45]，发现上层(约30m厚)Q_2 黄土在常规压力、自重压力或更大的压力下均显示有湿陷性，但其湿陷特性有别于新黄土。研究结果表明，作为大型工程的 Q_2 黄土地基，应该用实际压力来评价其湿陷性[46]。

7．黄土力学特征性试验的发展变化

关于黄土力学特性试验研究[26]方面的发展变化，不少地方类似于其他土类的试验研究变化，但也有不同之处：①过去对黄土湿陷性的研究都是基于侧限压缩试验，为了反映不同侧限条件下侧向湿陷变形的影响，三轴湿陷压缩试验便应运而生；②过去用常规三轴应力路径试验研究黄土的湿陷变形，现在改用等应力比路径，因为按控制应力比测算的湿陷系数来计算地基的湿陷变形，较符合实际；③黄土的结构和垂直节理对其抗剪强度各向异性的影响，曾一度引起人们的关注，但由于对黄土强度起主导作用的是粒间胶结，而非颗粒排列，故在工程实践中很少再考虑受力方向对其强度的影响。但对黄土的渗透性来说，无疑，颗粒排列所引起的各向异性，是工程实践中不可忽视的问题；④黄土无论是作为材料、介质(环境)或地基，所表现出的时间效应(包括蠕变、松弛、弹性前后效等)都较明显，因而在黄土地区的高边坡稳定，大型建筑的次固结沉降，地下洞室的围岩压力计算等工程问题中，都应予以考虑。

8．模糊数学与灰色理论在黄土湿陷性评判中的应用

黄土湿陷性是一个受多因素影响和制约的复杂问题，有关各国都在研究，提出的评价方法各有特点。如前苏联颁布的СНИПД—15—74规范，不再计算湿陷等级，改为地基可能湿陷量S。美国的克里文格(Clevengen)建议用干重度来评价；安德森(Andeson)提出所谓湿陷比R(按200个试验结果建立的回归方程计算)评价；勒宁斯建议用湿陷势—双线法评价。匈牙利的依吉利(Egri)建议按孔隙比与饱和度建立的湿陷系数回归方程进行计算；阿根廷是在双线法的基础上，采用计算湿陷系数C(饱和土样的结构破坏应力与自重应力之差，和天然土样的结构破坏应力与自重应力之差，两者的比值)进行评价。

我国现行规范虽然吸取了各国之长，但对湿陷性的判定仍仅按湿陷系数和自重湿陷系数，

看来是不够的。事实上湿陷性土层的埋藏深度、地质年代、成因、土性及增湿条件等也都有影响,且其影响是模糊的。因此,采用模糊数学对黄土的湿陷类型、湿陷等级及自重湿陷敏感性进行多因素综合评判[47]～[50],应该是一种简便的科学方法。它借助隶属函数、模糊关系矩阵、权重等,通过模糊关系运算,给每一评判对象赋予一个评判指标,据此排序择优,其结果比较能反映实际,故值得进一步探索。

同样,应用灰色理论评价黄土湿陷性,也不失为一种新的探索途径。如应用灰色理论的灰色聚类法对黄土场地自重湿陷程度进行评价就是一例[51]。

长期以来,我国学者对黄土进行了广泛的研究,形成了具有中国特色黄土科学体系,而1997年由刘祖典先生编著的《黄土力学与工程》,从黄土的显微结构特征入手,深入论述了黄土的力学特性、湿陷特性、应力—应变特性和本构模型理论,系统地介绍了黄土地基的设计与处理方法、边坡的设计与稳定问题以及洞室围岩压力的分析,使黄土科学体系更加充实与完善,同时也反映了我国当前黄土力学与工程的现状、水平和发展趋势。它的问世,标志着黄土力学已由分散的专题研究与经验积累,发展为独立的理论体系。这是刘祖典先生从事黄土研究和执教50年的成果与经验的结晶,其学术观点和理论体系,将对今后黄土力学的发展和我国黄土地区的工程建设起到重要的指导作用。

二、黄土在工程建设中的应用与发展

(一)黄土地基处理方法

非饱和黄土地基处理的主要目的就是消除湿陷性;对饱和黄土地基则主要是减小压缩性,提高承载力。

50年代,限于当时对湿陷性黄土的认识水平和施工条件的限制,地基处理仅针对洞穴、墓坑或杂填土进行局部处理,达不到消除湿陷性之目的。而从施工到使用,都要求地基严格防水,事实上也很难做到,往往是防不胜防。所以在第一、二个五年计划期间曾出现过不少湿陷事故,特别在兰州地区,建筑物因湿陷开裂的情况较为普遍。由此,引起了工程界对黄土湿陷性及地基处理问题的重视和深入研讨。随后,在西安地区就逐渐采用大开挖做整片土垫层的办法,但对深厚的湿陷性黄土场地还是难以全部消除其湿陷性,仍需注意防水和采取一些防水与结构相结合的设计措施;在兰州地区采用人工挖孔混凝土井桩的办法,将建筑支承在深度5～15m的卵石层上。这些方法对消除湿陷性,减少湿陷事故起到了一定的作用,但费工、费时、造价高。当时苏联已广泛采用土桩深层挤密法,不用开挖换土,对地基进行深层加密处理,以达到消除湿陷性之目的。我国直到60年代中期才开始采用这种深层挤密法,发展成为具有中国特点的灰土桩挤密法[52]、[53],提高了地基的承载力与水稳性。土桩或灰土桩挤密法具有原位处理、以土治土和处理深度大等优点。所以,从70年代起,在西北、华北等黄土地区很快获得推广,并于1985年由陕西省编制了专用标准《灰土桩和土桩挤密地基设计施工及验收规程》(DBJ24—2—85)[54],随后,在国家有关标准中也列入了相关条文,成为我国黄土地基的主要处理方法之一。

大约从60年代初起,在我国黄土地区的一些城市和灌区,有相当一部分地区因地下水位上升,湿陷性黄土转化为低强度、高压缩性的饱和黄土,针对这类地基的处理,先后引进开发了振冲桩法、振动沉管灌注桩法、深层搅拌(粉喷和浆喷)法及素混凝土(或粉煤灰混凝土)挤密桩法等,并在应用中结合黄土特性,在设计计算[55]、[56]等方面有所改进和发展。

从80年代开始,强夯法在黄土地区应用也较广。特别是强夯法很适合结构性与欠压密状

态并存的黄土特点，在内蒙、山西、陕西、甘肃和青海等省相继采用，并结合工程，在设计计算与施工工艺方面都有改进和发展[57]；当场地条件适合于强夯时，不仅技术效果和经济效益显著，而且简便、快速。

进入90年代，在黄土地基处理方面又出现了以下几种新技术：

(1)钻孔夯扩桩挤密法(又称孔内强夯法、碴土桩法或DDC技术)[58]、[59]：法是司炳文开发成功的。它是先成孔（一般采用螺旋钻成孔），再向孔内分层回填建筑垃圾或碴土，以尖底或弧形底锤在较高的落距下向孔内夯击，锤底以辐射状近似半椭圆球形分布的动应力冲击挤压土体，从而形成复合地基。由于这一技术将地基处理与消纳建筑垃圾（或碴土）相结合，所以在拆旧建新的城镇可谓一举两得。目前已在西安、宝鸡等地一些工程中应用。

(2)夯坑基础：这一技术是前苏联70年代试验成功的，现已有相应的规程。它是用与基础形状相同的重锤(如上大下小的倒棱台柱)，沿导向架提升到3～8m高度，然后自动脱钩下落锤击地基，形成0.6～3.0m深的锤形模(夯)坑，再在坑内布置钢筋、浇筑混凝土，即成夯坑基础。为了提高夯坑基础的处理效果和承载力，可在夯坑内加填碎石等骨料，并夯入地基内。由于这种施工工艺在处理地基的同时就形成了基坑，省去了挖基坑和立模板的工序与材料，故省工省时省料。该技术经机械电子工业部勘察研究院在湿陷性黄土场地上试验与研究[60]，已在延安火车站和某油田工程中应用，效果良好。

(3)夯坑法[61]：适于处理饱和黄土或饱和粘性土地基。它是以强夯挤密施工手段将卵(碎)石、矿渣等骨料夯(挤)入地基，挤掉软弱土以达置换之目的。其置换加固区近似梨形，一般有效加固范围横向为1.25倍夯底直径，纵向为1.5～2.5倍夯底直径，处理后的地基成为一种以置换材料为主体的复合地基，称之为夯坑地基。

(4)人工智能在湿陷性黄土地基处理中的应用：汤磊、陈正汉等提出了一种基于人工神经网络的强夯有效加固深度预估方法[62]；又利用专家系统原理，研制开发了电厂湿陷性黄土地基处理的计算机辅助优选设计系统(CAOSDS)[63]。试用结果表明，这两种人工智能方法在地基处理领域具有较高的实用价值。

(二)桩基础在湿陷性黄土地区的应用

湿陷性黄土地区采用桩基础之目的，是将桩穿过湿陷性黄土层，让桩端落在相对坚实的非湿陷性土层中，以便安全支承从上部结构传来的荷载，避免湿陷危害。

50年代，湿陷性黄土地区很少采用桩基础，即使桥梁工程或个别工业建筑中采用桩基础，也只采用打入式预制桩。

从60年代中期起，交通部门开始采用钻孔灌注桩，其成孔机具是学习水利部门群众用于打井的"大锅锥"，由于机具简单，便于操作，所以改进、推广很快。时至今日，仍是黄土地区建筑部门设计与施工单位常用的桩基形式之一。

建筑部门从60年代中期开始，曾一度相当普遍地采用爆扩桩[64]、[65]，并试验成功了桩身与桩头同时爆扩的一次爆扩新工艺，桩长一般为5～7m，为后来的爆扩挤密地基提供了实用、有效的资料。在自重湿陷性黄土地区，还曾大量采用过挖孔灌注桩，深度可达10～30m，桩端一般支承在砂卵石层、密实的非湿陷性黄土层或基岩上。但在关中地区，人工挖孔灌注桩也有支承在非湿陷性土层中的，如蒲城电厂冷却塔长32m的灌注桩基础，即支承在Q_2黄土层中，但在桩底采用了扩大头，以提高桩基端承力，扩大头直径一般为桩径的1.5～2.5倍。

80年代以来，随着大量民用建筑的兴建与高层建筑的出现，公路与铁路的发展，桩工机械

的普及与性能的提高,成桩工艺与检测手段的不断完善,湿陷性黄土地区的桩基工程发展很快,是桩基础已成为桥梁工程与高层建筑最主要的基础形式。目前所用桩型,主要是预制钢筋混凝土桩和灌注桩两类。预制桩的沉桩方法过去多用锤击打入法(振动下沉与射水下沉法用得较少),因其噪声大,污染严重,已渐弃用。近年来在地质条件适合的一些城市(如西安),已逐渐改用静力压桩法,压桩能力从 1.2ＭＮ 已发展到 5ＭＮ。灌注桩的成孔方法有沉管(锤击、振动)、钻(冲、抓)孔、挖孔和钻(挖)孔扩底等多种方法。各地区、各行业因地质条件与要求不同,常用的桩型与成孔方式也有差异。高层建筑在西安地区多用静压桩或钻孔灌注桩,在兰州地区多用挖孔灌注桩,银川地区则多用沉管灌注桩;桥梁工程因桩的直径(一般 d≥1.5ｍ)与入土深度都大,故通常采用钻(冲、抓)孔灌注桩。

在此值得一提的是,1998 年结合总高 119ｍ 的陕西信息大厦主楼,对西安地区的超长钻孔灌注桩(桩长 82.2ｍ,桩径 1.0ｍ)进行了超高承载力(№.3 试桩加载至 33.3ＭＮ)性状的试验研究[66],取得了一系列测试成果。试验结果表明:(1)西安地区的非湿陷性黄土(包括粉质粘土)密度大,孔隙小,土粒间联结强度高,结构性强,超固结,故其桩侧极限侧阻力标准值较高,大于《建筑桩基技术规范》中提供的数值。这说明在西安地区的非湿陷性黄土地基中采用钻孔灌注桩尚有较高的承载潜力和良好的工程性状。(2)黄土地基中施工正常的钻孔灌注桩,桩身轴力传递慢,深度不大,衰减快;桩上部的轴力差大,侧阻力发挥较充分;承载力高,沉降量小。(3)钻孔灌注桩的承载性状、桩身轴力传递机理和侧阻力发挥,受桩的施工质量影响极大,特别是成孔的质量影响最为直接,应引起高度重视。(4)钻孔灌注桩后压浆效果极为显著,它不仅能够提高桩的承载力,减小桩的沉降量,使侧阻力得以充分发挥、提高,而且大大减小了各桩的承载性状的差异性,使其趋于均匀。

过去,湿陷性黄土地区桩基应用较少,主要是由于湿陷性黄土遇水后强度急剧降低,相伴而生的是湿陷变形;如果是自重湿陷变形,将在桩周引起负摩阻力,从而大大降低桩的承载力。

70 年代,在自重湿陷性黄土场地上对桩的负摩阻力做了一些试验研究[67]、[68],并取得了一些成果,如桩周负摩阻力的计算方法,以及减小和防止负摩阻力产生的措施等。所以,该问题已不再是湿陷性黄土地区应用桩基[69]的障碍。

最近在西安又新添了一种夯实扩底钢筋混凝土灌注桩。该技术是王恩远开发的,它适用于饱和黄土地基处理。其工艺过程是边夯击成孔,边强迫下沉套管,至设计标高后开始向套管内填干砖、夯击,再填干拌混凝土、夯击,以形成球形扩底桩端,接着下钢筋笼,再边浇灌混凝土,边拔套管,直至成桩。

在公路部门,鉴于在黄河中游地区黄土沉积厚,Ｖ 形深谷发育,黄土地基湿陷变形和岸坡不稳定问题在桥梁建设中经常遇到,所以采用大跨径拱桥方案来跨越黄土深谷比较有利。这样做,可以避免几十米的高桥墩和深基础,但要解决如何修建桥台的问题。赵学勐[70]等经过多年研究,提出了组合斜孔桩的计算方法、计算用表以及桥台的优化方案。1972 年在陕北黄土地基上采用大斜度的双排组合斜孔桩桥台,建成一座净跨 50.4ｍ,矢跨比 1/ 9 的双曲拱桥。1984 年采用大斜度的三排组合斜孔桩桥台,又建成一座全长 157.6ｍ、主孔跨径 80ｍ、矢跨比 1/ 6的箱肋拱桥。实践证明,这种桥台的技术效果和经济效益都比较好。

(三)黄土地基事故处理与基础托换技术

1. 黄土地基事故处理

前已述及,五六十年代黄土地区新建工程中的湿陷事故不断发生,而地基处理又缺乏处理深层的有效手段,因而对既有建筑地基加固与基础托换技术的研究,就成为亟待解决的课题。

较早用于湿陷性黄土地基湿陷事故处理的地基加固方法,是单液硅化法(即利用带孔眼的管将硅酸钠 $Na_2O \cdot nSiO_2$ 溶液注入土中)、石灰桩和石灰砂桩法。其中硅化法不受季节气候的影响,加固效果较好,颇受工程界重视,但成本较高,所以在既有建筑地基湿陷事故处理中应用,而在一些新建工程中应用较少。到了70年代后期,单液硅化法又发展成为加气(一般是加二氧化碳或氨气)硅化法,技术效果与经济效益进一步提高,并在兰州、西安等地得到多次应用。

70年代末,李云章针对黄土地基湿陷事故处理,首创碱液加固法[71]、[72],即用高温烧碱($NaOH$)溶液,不加压、自流渗入地基土中,加固后,无侧限抗压强度可达到300～400kPa,水稳性良好,且工艺简便,但要注意在溶液渗入过程中可能产生的附加沉陷。这种方法最早应用于西安,此后在关中和延安地区多处采用(如延安六届六中全会遗址),效果尚好。故西安建筑科技大学受托主编了《氢氧化钠溶液(碱液)加固湿陷性黄土地基技术规程》。

2．基础托换技术

地基基础的托换技术近年来发展较快。例如涂光祉于80年代末在西安地区开发成功的预压托换桩技术,目前已在陕西、甘肃、山西、河南等省得到推广,据不完全统计,已有300余幢、近 $4\times10^5 m^2$ 的既有建筑物地基基础加固采用了这一技术,其技术与经济效果均较好。它的基本原理是将预制好的长1.5m左右的截面为200mm×200mm的钢筋混凝土桩段或直径为200～250mm的钢管桩段,利用千斤顶将其逐段压入基础以下地层中;桩段之间采用焊接连接。

力，可立即起到支承作用，达到对原有地基卸荷的效果，从而可快速制止基础沉降的发展。与其他托换加固方法相比，可使加固过程中的附加沉降减到最小，有时可接近于零，收到立竿见影的加固效果。鉴于黄土地区地下水位一般不会太浅，至少在五六米以下，所以采用这种技术可直接在地下操作，无需利用锚杆承受反力进行压桩；对于湿陷性黄土地基，可以通过压桩穿透湿陷性土层，将桩端支承在相对坚硬的非湿陷性土层中。因此，该技术在黄土地区尤为适用。

预压托换桩技术的应用范围包括:

(1)补救性托换:根据预压托换桩作用不同又可分为以下四类:①迅速制止地基不均匀沉降的发展;②不均匀下沉基础连同上部结构顶升复位;③建(构)筑物倾斜的纠偏扶正;④建筑物加层或加载的地基基础加固。

(2)预防性托换:在对深基坑邻近建筑物进行托换支护时,托换桩一方面可将邻近边坡的建筑物基础荷载传到深部土层,从而卸去边坡超载;另一方面又可起到支挡侧向土压力的作用。在西安地区已成功地用于20多例紧邻深基坑建筑物的边坡支护。

(四)黄土边坡稳定问题

黄土边坡分为地质作用形成的天然边坡和人工挖填而形成的人工边坡。边坡稳定是黄土地区水利、铁路、公路建设中经常遇到的一个极为重要的问题。如甘肃的引洮工程、青海的李家峡工程和陕西宝鸡峡的引渭等大型工程,都遇到过很多非常棘手的高边坡设计与稳定评价问题,且有多次大滑坡的经验教训。随着西部大开发战略的实施和人们环保意识的增强,边坡稳定性预测和加固也提到了日程。

根据现阶段对黄土边坡的工程实践和研究,可分以下几方面叙述:

1．黄土边坡设计

边坡设计首先要确定合理坡形。对此,冯连昌[73]根据铁路黄土路堑边坡的野外调查资料

分析,提出黄土路堑边坡的设计坡形可分为五种类型,即直线型、平台型、滑动线型、自然斜坡型和混合型。

关于坡比的确定。刘祖典先生参照太沙基(Terzaghi)和泰勒(Taylor)根据理论推导提出的坡高与坡比的函数关系形式[1],考虑到黄土塬边边坡的特点——坡高而陡,坡顶以上常有较高的自然坡面,且坡面上常有裂隙;依据水利、铁路与公路部门对黄土边坡的调查资料分析,提出黄土边坡稳定数 γ 与坡比(m)之间的函数关系式:

$$\frac{c}{K\gamma H} = ae^{-bm}$$

式中:a、b 常数为坡比、坡型的函数,可根据 φ/K 由文献[1]查表确定;c、φ 强度指标按分层滑动弧长加权平均值计;K 为设计要求的边坡稳定安全系数。为便于设计计算,还编制了计算图卡。又据经验指出,计算结果的精度如何,土性强度指标的正确选定是决定因素。根据大量试验结果的分析,得出不同时代、成因的黄土强度大小次序为:$Q_1 > Q_2 > Q_3$,Q_3(冲积) > Q_3(洪积) > Q_3(风积);给出不同时代成因的黄土抗剪强度系数(F_c)变化范围表。

2. 黄土边坡稳定性分析与判断

边坡稳定性的分析与判断是黄土边坡设计、加固和整治的依据。在稳定分析方面,工程单位惯用的是费尔纽斯(W.Fellenius)的简单条分法,其最大缺点为静不定问题,毕肖普(A.W.Bishop)对此虽作了改进,但计算较复杂。最近,Dor Leshbinsky(1994)对 Baker 和 Garbers(1978)的变分极限平衡法(The variational limit eguilibrium analysis)作了修正,提出了一套可以考虑地震的拟静力法土坡稳定分析图[74],应用较为方便,同时也解决了土坡稳定分析中的静不定问题。陈祖煜提出的对 Mogenstern - Price 法、Sarma 法和能量法的改进[75],是将这些方法原以差分形式表达的静力平衡方程改造成微分方程,再根据边界条件推导出积分形式表达的安全系数公式。同时,还提出了搜索最小安全系数和临界滑动(裂)面的最优方法。赵学孟[76]在"考虑垂直裂隙影响的均质黄土挖方边坡稳定性分析"一文中提出,均质黄土挖方边坡受裂隙的影响,土的强度有所降低,边坡破坏面形状表现为复合曲线,并以此破坏形式拟定了稳定性分析方法,编制了相应的计算图表,以方便工程设计计算。近年来,攻读岩土工程专业的研究生,结合学位论文,将可靠度分析、模糊数学及专家系统应用于黄土边坡稳定分析的成果开始出现,毫无疑问,这方面的探索是很有前景的。

滑坡的稳定性判断,是防治滑坡中的关键问题之一。徐邦栋[77]在长期实践中总结出判断滑坡稳定性的 8 个方面:①从地貌形态演变;②从地质条件对比;③从滑动因素变动;④从监测滑动迹象及其发展;⑤从山体平衡核算;⑥从斜坡稳定性计算;⑦从坡脚岩土强度与承受应力的对比;⑧从工程地质比拟计算等 8 个方面的理论与方法进行判断。这 8 方面的作法可由定性向定量过渡;8 方面的前 4 者是从自然条件、作用因素及其变化上对比滑动与稳定之间的关系,以判断滑坡的稳定程度,后 4 者测定用各种力学方法检算滑坡稳定程度的数量界限。对同一滑坡,往往可从其中 3 至 5 方面作到由定性到半定量或定量,获得对稳定性一致的结论,互相核对与验证而相辅相成;绝非 8 方面作法掺合一起,选用任一方面合乎主观要求的先验论而忽略任一不一致者。实践证明,他总结出的这一套工作方法是有效的,其判断结果是准确而可靠的。

3. 地震诱发的黄土滑坡

地震给人类带来了巨大的灾害,且其形式是多方面的。我国黄土高塬上地震诱发的高速、集群黄土滑坡就是其中之一。如海原大地震所形成的黄土滑坡严重而密集的区域达 4

000km² 以上[78]，其中李俊堡蒿内大滑坡长达 1 200m，宽 400～800m，滑距达 1 000m 左右；滑体宛如急泄的"黄土流"或"黄土瀑布"，黄土滑坡漩涡像瀑布似的吞下了房子和骆驼队……。其中有很多现象与特征长期以来为人们难以理解。

王家鼎和张倬元[79]针对 1920 年海原 8.5 级大地震、1718 年通渭 7.5 级大地震和 1654 年天水 8.0 级大地震等诱发的高速黄土滑坡所出现的种种现象和特征，提出了一种诱发高速黄土滑坡的机理—黄土体解体、斜抛和粉尘效应，即认为地震诱发的高速黄土滑坡的全过程可描述为，地震力→黄土体被剪断、解体→被抛起→多级斜抛运动(波浪状)→粉尘化悬浮→形成气垫层→土体在地震停止时获得初速度→在气垫层上运移→高速远程→黄土瀑布或土流→崩滑堆积而成的松散黄土体。通过动力变形分析，在同时考虑垂直(以往多不考虑)和水平地震力的基础上，导出了黄土滑体斜抛运动的全过程及滑速、滑距公式。并以海原大地震时西吉县回回川高速黄土滑坡为例，对这些公式进行了验证，结果与实际相符。这一成果为解开地震诱发高速黄土滑坡之谜提供了新的思路。

如果说 50 年代至 60 年代中期，由于对滑坡产生的条件、作用因素、发生和运动的机理以及滑坡的危害性缺乏认识，在建设中盲目挖填，造成滑坡事故屡屡发生，因而处于"被动治理阶段"[80]的话，从 60 年代中至 80 年代初就是"专题研究阶段"。有关行业部门在经历了大大小小、类别不同的一系列滑坡事故之后，都分别列出若干专题进行研究，从滑坡的类型、分布、形成条件、作用因素、产生和运动的机理，以至滑坡稳定性的判断方法、防治滑坡的原则和有效的工程措施等。从 80 年代至今，则又由治理为主发展到以预防为主阶段，逐步形成防治滑坡灾害的理论体系。在此期间，对拟建工程，采取灾害调查、预测和评价；对既建工程，监测和加固就成了预防灾害和维护边坡稳定的有效措施。如陕西韩城电厂象山黄土边坡，就采取了全面的监测手段，获得了系统的监测资料，从而悉知其稳定程度；陕西韩城司马迁祠北崖黄土边坡的锚杆加固，经黄土喷锚拉拔现场试验，不仅证实加固很成功，而且取得了锚杆在黄土层中应用的经验与设计计算参数。

(五) 黄土洞室围岩压力

我们的祖先早在新石器时代就开始利用黄土洞穴自稳条件，开挖洞室，栖身其中。时至今日，黄河中上游的黄土地区，仍有不少人居住在冬暖夏凉，节省能源，结构稳定，无需衬砌的黄土窑洞之中。

尽管黄土地下建筑在我国已有几千年的历史，但对其围岩(黄土地层)压力的确定并不曾研究。50 年代至 70 年代，伴随着大规模的基本建设和"三线建设"，在西北黄土地区兴建了不少地下洞室、洞库、交通隧道和水工隧洞，在其设计计算中普遍袭用前苏联的普氏(ПротоДbяконов, M.M.)塌落拱理论计算围岩压力。当时在地下洞室设计计算中采用的唯一模型是荷载—结构物模型，即把作用在衬砌上的围岩压力视为不变的外来荷载，衬砌仅仅是为了承担这一荷载而设。所以，围岩压力就成了地下洞室设计计算的前题、关键。而在实践中不仅深感普氏公式中的似摩擦系数(或坚固系数) f 取值困难、影响甚大，在常遇跨度情况下，计算压力大大超过实测值，而且发现理论假定拱顶压力分布为抛物线型，实测结果却是拱顶压力小于两侧拱腰 45°处的压力，即所谓"猫耳朵帽"形压力分布。所以，按此理论设计的衬砌一方面偏厚，造成浪费，另一方面在衬砌控制断面，设计弯矩与实际相反，致使很多洞室衬砌在拱腰 45°附近内缘拉裂，拱顶内缘压裂。为此，铁道科学院铁建所曾于 1972 年、1979 年两次组织调查，结果均系如此。随后，在修订《铁路工程技术规范》时，把裂隙岩体(包括黄土)围岩压力现象作为一个随机的物理现象，依据 357 个施工塌方轮廓图形作为统计分析的基本模型，统计

出围岩的坚固系数与塌方频率、塌方高度的规律,进而得出与围岩类别相联系的压力计算半经验公式[81],并得到公路部门的认同。由于该公式所依据的统计数据全是来自矿山施工法的隧道,所以它不宜用于非矿山施工法的设计。

建筑部门在 70 年代中期提出以工程地质类比为主,力学计算为辅,即以弹塑性理论计算塑性区高度并乘以经验系数作为计算荷载[82]。后经陕西省建筑科学研究院、西北建筑设计院等单位在甘肃、陕西、山西等省近十个工程点上进行综合性的现场量测,并对这些地区的黄土洞室作了广泛调查,得出如下几点共识:(1)黄土窑洞因其跨度与长度小,围岩天然含水量低,故仅用泥皮防护、不设衬砌就可以稳定;而工程上常用的洞室跨度较大,不设衬砌是无法长期保持稳定的。在常用洞形与跨高比下,当土质均匀时,无衬砌洞(毛洞)的塌方,首先发生在拱肩或两侧,然后随着洞形与应力条件的恶化,向洞顶发展,且表现为脆性剪切破坏。(2)有些洞室的衬砌虽然在拱腰内缘出现拉裂缝,在拱顶出现压裂缝,但却能长期保持相对稳定。(3)洞室开挖后引起围岩的变形范围不是局限于洞周附近的小范围,而是由洞壁直至地表的一个很大范围内连续变化,衬砌后也不曾发生突然变化。(4)在矿山施工法条件下,衬砌位移方向一般都是两侧指向洞内,拱顶指向洞外。(5)与围岩变形相对应,围岩压力也没有突变性,是随着时间的推移而增长,但速率渐小,直至稳定;实测垂直围岩压力仅是普氏公式计算值的 1/4~1/2,侧向荷载系数(水平压力与垂直压力之比)却远比按库伦公式所算的大。以上几点表明,黄土洞室的围岩压力属于形变围岩压力,而非松动围岩压力。这就从围岩压力的机理上也说明普氏理论不适用于黄土洞室。为此,方正昌从地层压力的实测值出发,采用逐步回归法分析了影响黄土洞室地层压力的诸因素及其影响程度,提出了计算黄土洞室地层压力的经验公式[83]。

从理论上讲,洞室开挖引起的弹性变形是瞬时的,但实际上由于掌子面的空间约束作用,弹性变形不可能瞬时完成。因此,卡斯特耐尔(H.Kastner)认为对应于形变围岩压力的那一部分变形是围岩的塑性变形,这是不全面的,只要掌子面离衬砌还没有足够的距离,弹性变形及其相应的那一部分形变压力就会滞后产生。对于随挖随支、衬砌紧跟、及时回填的黄土洞室,衬砌前洞周土体的位移(自由位移)约占该点总位移的 40%,而衬砌后洞周土体的位移(约束位移)约占该点总位移的 60%。所以,可以认为黄土洞室的形变围岩压力是由土体的弹塑粘性变形引起的。黄土的强度尽管远小于坚硬岩体的强度,但仍有一定的自承能力。因此,设计与施工中必须考虑围岩与衬砌的共同作用,考虑支衬的刚度与时间。其间的相互关系和变化,与围岩压力图解法的原理[81]相一致。对于黄土洞室,衬砌得早,即使很薄的衬砌,也可能使洞室周边的塑性圈(区)减小,甚至不出现;反之,衬砌得迟,即使很厚的衬砌,也无法再缩小塑性区。较早衬砌,对确保黄土洞室的稳定性比采用任何其他工程措施都有利得多。但在毛洞稳定的前提下,适当推迟衬砌,即允许产生一定的收敛变形,对调动围岩的自承能力,减小围岩压力,无疑是有利的。围岩压力还随衬砌刚度的增大而增大,二者近似呈双曲线关系;衬砌背后宜用低模量回填材料,以利减少围岩压力。

随着有限元法和电子计算技术的发展,为探讨各种条件下黄土洞室围岩的位移场、变形和应力场以及作用于衬砌上的围岩压力,许多单位都编制了电子计算程序,可进行线性或非线性不同情况下的计算分析,只要力学模型正确,计算系数可靠,其计算结果会更接近实际。

(六)黄土地区上埋式构筑物工程中存在的问题

地下构筑物的埋设方式,可分为上埋式、沟埋式与隧洞式三类。埋设方式不同,受力情况各异,土压力计算也截然有别。上埋式构筑物按其长宽比,又分为空间问题与平面问题两类。

前者如填埋于地下的发电站、变电站、兵器隐蔽体等,此类空间问题应用不多,本文暂略;后者如路堤、渠堤下的涵洞、涵管,土石坝下的泄水洞、廊道、发电管道,尾矿坝(库)下的排洪洞,各种隐蔽通道和长宽比大于3～5的上埋式洞室等,为便于叙述,以下统称为涵洞。

我国黄土地区山多、沟多,相应的各种用途的涵洞就多。如陕西渭北高塬大型抽水灌溉工程,仅塬边90km总干渠就跨越了134座涵洞。这些涵洞与塬下工矿企业和村镇居民的安危密切相关,其任一座涵洞失事都将招来惨重损失。尾矿坝排洪涵洞更不例外,如陕西16号信箱的木子沟尾矿坝(原设计坝高80m,现已加高到120m)的排洪涵洞,曾因堵漏而停产一段时间,仅每天净产值损失就达40多万元。所以,现在国际上把地下埋设的各种构筑物,统称谓"生命线工程"。

我国在第一、二个五年计划期间,铁路、公路、水利、矿山、市政及军工等部门,兴建了数以万计,总长度上千公里的涵洞(其中有相当大的一部分埋设在黄土地区),在设计与施工方面积累了不少经验,然而涵洞的开裂病害却相当普遍,故有"十涵九裂"之说。为此,1959年铁道部曾组织铁道部专业设计院与第一、二、三、四铁路勘察设计院,联合对全国七大线路(其中包兰、铜王、陇海、兰新四条线路全部或大部分穿越于黄土地区)作了普遍调查[84],结果表明:填土高度 $H<10$m 者,涵洞发生开裂病害的很少;$H=10$～25m 时,开裂者占66%;$H>25$m 时,几乎全部开裂;且随着填土高度增加,纵向裂缝所占比例愈大,也愈严重。若以涵洞跨度 L(或圆涵直径 D)、凸出地面高度 h 统计,则 L(或 D)、h 愈大,开裂者所占比例愈高。填土的开裂所占比例为57.8%,填石的开裂所占比例高达80%;I式基础(土质地基未经处理)的开裂比例为33.3%,II式基础(土质地基经砂夹卵石换土夯实处理)的开裂比例反而高达84.1%。以上涵洞的垂直土压力都是按1951年铁路桥涵设计规范查出所谓"极限高度"h_0(实质上是"塌落拱"理论的计算值),再乘以填土重度而得。

对褒惠渠渠堤涵洞调查与统计结果[85]表明,开裂病害规律相似,只是更为严重。其中一例为采用桩基的砖拱涵洞,按设计洞顶填土高度约20m,第一次填土未达设计标高即被压垮,技术负责者误认为基础有问题,故挖掉填土与涵洞,重新加密、加深桩基,二次填土,结果未及第一次填土高度就被压跨,无奈改用旁山隧洞解决。类似情况在国内外(如美国)还有几例。以上渠堤涵洞的垂直土压力是按福绿林公式(实质上属于沟埋式构筑物的土压力计算公式)所算得。

对国内的几处大型水利枢纽、水库的坝下涵洞调查结果[85]表明,由于填土高、洞径大,问题更为突出。如密云水库白河枢纽施工导流廊道,断面为马蹄形,净孔高度、跨度均为6m,洞顶填筑砂卵石高度为60m,竣工后两侧拱壁均发生裂缝,其中右侧裂缝宽4.5mm,长达250m。又如王快水库泄洪洞,半圆拱形断面,外高7.5m,宽7.1m,洞顶填土高度为54.5m,1960年检查时发现洞顶一条裂缝、洞底两条裂缝,长96～130m,宽2～12mm,1961年复查时均有发展,后来进行了衬砌加固。以上两例的垂直土压力是按普氏"塌落拱"理论(属于隧洞式构筑物的土压力计算公式)计算所得。

国内某填埋于地下的大型变电站通道,为5m多高(分上下两层)的半圆拱直墙钢筋混凝土结构,建成后严重开裂,其垂直土压力是按洞顶土柱压力(如交通部的规范)算得。

尾矿坝(库)早期设计的排洪涵洞,开裂病害也很普遍,有的圆形断面已被压成椭圆形,羽状纵向裂缝、混凝土酥裂、露筋处处可见。其垂直土压力有的是伪满时期日本工程师所算,有的是按普氏"塌落拱"理论算得。

涵洞横向开裂(较少)是不均匀沉降造成的,但纵向开裂显然是洞顶实际压力大于计算压

力所致。那么涵洞垂直土压力究竟应该如何计算才较符合实际呢？从查阅资料中可以看出，不仅各国所用方法不同，就是国内各有关部门的“规范”、“规程”、“准则”、“手册”、“指南”中规定或推荐的方法也全然不同，工程中已用的就有 20 余种。其中有的还是属于 1895 年杨森(Janssen，H.A.)所提出的“谷仓压力”理论的延伸，也有的是属于“沟埋式”或“隧洞式”构筑物土压力的计算方法(或派生)。而美国土木工程协会主席马斯顿(Marston，A.)于 1913 年首次发表的关于“上埋式”涵洞土压力计算理论公式却不曾应用，虽然该公式在基本假定、推导过程以及计算结果方面都存在一些问题，但它毕竟揭示了课题的本质——由于涵洞与其所占空间土体刚度的差异所引起的洞顶土压力变化——是属于上埋式构筑物的土压力计算理论公式。

从 1956 年起，北京市政研究所石志圻、清华大学[86]、[87]、铁路专业设计院[88]、浙江大学曾国熙先生[89]、陕西工业大学顾安全[85]等单位及岩土工作者，结合工程实际，先后在现场或室内对涵洞土压力课题，从不同角度进行了试验研究，取得了一批成果，对各有关部门的规范(或规程)等修订起了不同程度的推动作用。

鉴于该课题在冶金系统最为突出——坝体高大(为了少占农田，我国从 70 年代起已成为世界上高尾矿坝最多、最高的国家)，且处于饱水疏松的潜塑状态，犹如一座具有高势能的泥石流储存库，尤其是在地震区，潜在着很大危险。因此填埋于坝(库)下的排洪涵洞，不仅承受着巨大的水、土压力，而且直接关系到坝(库)的安危，从而引起了冶金系统有关部门的高度重视。

从 1969 年起，西安公路学院应邀参加了三次大型尾矿坝排洪涵洞土压力的现场测试研究。第一次是 1969～1978 年，与冶金工业部北京有色冶金设计研究总院、16 号信箱共同在金堆城木子沟尾矿坝(原设计坝高 80m，后改加为 120m)进行了典型的上埋式涵洞土压力测试研究[90]，第二次是 1975～1984 年，与冶金工业部长沙有色冶金设计院、鞍山矿山设计院、太钢峨口铁矿共同在峨口特高尾坝(原设计 272m，后改为 172 m)，作为部攻关项目，进行了存在沟坡边界影响的八种不同埋设环境及减荷措施的排洪涵洞土压力测试研究[91]。第三次是 1982～1992 年，与陕西省冶金设计院在黑木林尾矿坝进行了洞顶减压措施的现场测试研究。该坝原设计 40m 高，在初期坝、排洪涵洞已建成即将投产之际，由于种种原因，主管部门决定未来坝高要堆到 60m，而涵洞原设计土压力计算值本来就偏小(即土柱压力)，断面的结构强度不足，若在洞顶再加高 20m 的尾矿，结构强度更无法满足，故该涵洞面临报废。为此，根据已往室内的减压措施模型试验成果[85]，决定采用洞顶填筑柔性填料的减压措施解决，即用 200 元买了 1 000kg 稻草，沿洞顶铺成厚度不同的几种段面，并以铁丝绑扎，形成月牙形柔性填料帽子，历经近十年观测，减压效果十分显著，涵洞安然无恙，不仅省掉了重建新涵洞的工程费，而且确保该矿按原计划投了产。以上这些测试研究成果虽出自尾矿坝排洪涵洞，但针对这些试验所提出的计算公式[90]、[92]、[93]、减压方法仍有其普遍意义。且据冶金部改规组查询，国外仅有两份同类试验报告。一份是原联邦德国卡尔斯河(Karlsruhe)灰坝排洪涵洞的土压力测试报告，“由于压力盒的量程选用过大，至使测值相当分散”，只近似求得当 $H=10.5$m 时，$K\approx1.5$，试验即结束。另一份是日本釜石尾矿坝排洪涵洞的土压力测试报告，仅在洞顶埋了两个压力盒，由于测点埋设紧靠初期坝，水位波动很大，因此土压力测值时大时小，当 $H=20$m 时，$K\approx1.9$。

试验与研究的结果表明[85][90][92][93]，作用于涵洞上的竖向土压力的大小，取决于涵洞顶部填土土柱与涵洞以外两侧填土土柱的沉降差 δ，顶部沉降越大，竖向土压力越小。因此，在洞顶填筑柔性填料使洞顶沉降增大，可以起到减压作用；涵洞开裂调查也显示，填土越高，涵洞

凸出地面高度越大,基底下的地基越硬(如采用砂卵石换土处理地基),或基础刚度愈大(如采用桩基),则开裂病害愈严重。填土沉降可用类似于弹性力学的解计算基础沉降的方法计算。虽然,上述成果已经得到实践的验证,但不能不注意到,前苏联普氏塌落拱的影响仍存在于一些规范、手册和研究报告中,尽管,前苏联也已于50年代早已不用这种方法了。

第二节　膨胀土地区工程建设中岩土工程的进展

膨胀土是一种含有强亲水性蒙脱石矿物、具胀缩性、多裂隙性和超固结性的特殊类土。早在30年代,我国地质学家从土壤学和地层学的观点,曾对"成都粘土"和晋东南"紫色岩系"等膨胀岩土作了研究。五六十年代,成渝铁路、太焦铁路和成昆铁路施工期发生膨胀土滑坡,湖北丹江口库区郧县新城遭受膨胀土的破坏,史淠杭灌区渠道开挖中也碰到膨胀土的威胁。因此,在对待膨胀土工程实践中积累了许多经验。70年代,我国建筑、铁路、水利、冶金和交通等部门开展了比较系统的膨胀土试验研究,包括室内试验,原位测试与长期观测,以及地基、边坡、洞室等工程的治理。在获得丰富研究成果和工程实践的基础上,于1975年和1978年召开了两次全国膨胀土地基设计专题研究学术讲座会。80年代以来,对膨胀土的膨胀机理理论和应力应变关系进行较深入研究,提出了考虑膨胀土软弱结构面,求解膨胀土问题的数学模型与数值分析,现时研究膨胀土的微观结构及其分形模型、非饱和膨胀土吸力与抗剪强度关系、应用吸力理论来解决一些工程问题,并于1992年召开了全国非饱和土理论与实践学术讨论会,1998年在我国召开第二届国际非饱和土学术讲座会,初步形成了非饱和土力学理论。这些成果无论在理论还是工程应用都有许多新的突破。本节分别介绍膨胀土的分类和工程特性、膨胀土的数值分析、膨胀土的治理和膨胀土地区岩土工程建设的进展等方面的内容。

一、膨胀土的分类和工程特性

(一)膨胀土的分类

国内外对膨胀土的分类作了大量的研究,基于不同的目的,提出许多分类方法,诸如按粘粒含量、液限与自由膨胀率分类;按蒙脱石含量、比表面积与阳离子交换量分类;按胀缩总率分类;按塑性图分类;以及应用模糊数学与灰色理论来评判膨胀土的胀缩等级。这里,对几种主要的分类方法予以评述。

1．按自由膨胀率分类

国标《膨胀土地区建筑技术规范》(GBJ112—87)按自由膨胀率将膨胀势分为强、中、弱三类。同时,按膨胀土的胀缩特性指标,预估地基的胀缩变形量,将地基的胀缩等级相应分为I、II、III三级。此外,根据地形地貌条件将场地分两类:一是平坦场地,建筑物地基按变形控制设计;另一类是坡地场地,建筑物地基除按变形控制设计外,尚应验算地基的稳定性。

2．按最大胀缩性指标分类

柯尊敬提出采用天然土样试验得到的最大线缩率 δ'_{sv},最大体缩率为 δ'_{ev},最大膨胀率等指标作为分类标准。这种方法能反映土的粒度成分与矿物成分、宏观结构与微观结构特征、以及膨胀土各向异性的特点,同时可以消除土的湿度和密度状态的影响。

3．按膨胀土结构特征与力学参数分类

从渠道工程及水工建筑物的角度出发,针对南水北调中线工程膨胀土的研究成果进行分类,并给予定性与定量评价。

膨胀土是一种非连续介质结构体。从宏观结构来看,土体中主要和基本切割面是裂隙(包括层面),裂隙的数量、方向和规模反映了土体的不完整性或不连续性,它对土体造成的破坏直接影响其力学强度和水工建筑物的稳定性。膨胀力、抗剪强度、变形模量和承载力等指标是反映膨胀土主要工程性质,掌握它们就可以对设计与施工提出一个工程部署或相应措施,并预测可能出现的问题。

(二)膨胀土的工程特性

1. 胀缩特性

(1)

体缩率、缩限等。这些指标的大小主要取决于组成膨胀土的粘土矿物成分、物理化学特性和结构特征，以及起始湿度与密度。同类膨胀土的起始湿度小，密度大，则膨胀率与膨胀力就大。

(2)反复胀缩效应。膨胀土在反复吸水失水过程中,前两次膨胀率逐渐增大,第三次循环开始膨胀率变化的绝对值较小,并逐渐趋向稳定,如河南南阳膨胀土反复胀缩试验结果是,天然状态线胀率 3.53%,第一次最大线胀率 30.47%,第二次为 36.13%,第三次为 36.84%,第四次为 36.48%,土体最大膨胀率约 36%。

(3)胀缩各向异性。膨胀土是由各种成因类型生成的裂隙介质体,有的水平裂隙发育,有的陡倾角多,有的颗粒定向排列,有的颗粒随机排列,因此膨胀土具胀缩各向异性,如南阳棕黄色膨胀土,在含水量为 18.3%时,竖向线缩率为 3.3%,横向为 3.4%,比值为 0.97;竖向膨胀率为 13.9%,横向为 17.1%,比值为 0.81,竖向变形小于横向变形。我国有些地区的膨胀土各向异性指标相关很大,如云南鸡街竖向线缩率与横向线缩率比值为 0.29,竖向膨胀率与横向膨胀率比值为 0.14。

2. 抗剪强度特性

(1)强度的尺寸效应。从宏观结构观点出发,将膨胀土强度分为土块面与土体强度、裂隙面与软弱夹层强度。根据南阳膨胀土大量试验数据分析(表 10-2),各类膨胀土具有不同的强度参数,而且强度的尺寸效应很敏感,以 II 类膨胀土为例,现场大剪(试样直径 35.7cm)试验粘聚力 c 和内摩擦角 φ 只有室内直剪的 45% 和 84%。

南阳膨胀土不同试验方法的抗剪强度指标　　表 10-2

类别	土名	含水量 w (%)	干重度 γ (kN/m³)	室内直剪		现场大型剪		三轴剪切	
				c (kPa)	(°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)
I	灰褐色膨胀土	23.0	16.0	44	22.3	31	20.3	35	19.2
II	棕黄色膨胀土	23.3	16.1	41	21.8	23	18.3	31	17.7
III	灰白色膨胀土	24.7	15.8	33	17.7	17	14.6	27	16.7

膨胀土结构面大体分为三种类型:一是裂隙面;二是层间软弱面;三是滑移面。各类结构面的抗剪强度指标见表 10-3,层间软弱面强度接近于残余强度。

南阳膨胀土结构面抗剪强度指标　　表 10-3

地　名	含水量 w(%)	裂隙面		层间软弱面		滑移面	
		c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)
构林(1)	26.3	13	16.7	14	12.9	13	10.8
陶岔	30.3	4	16.7	8	11.9	2	10.2
构林(2)	29.3	18	15.6	16	11.3	7	9.6

(2)反复荷载作用下的强度。南阳膨胀土的试验成果表明,若试样取峰值强度的 70% 荷载作为反复剪切荷载,按 12r/min 的剪切速率施加剪力。待剪应力达到峰值强度的 70% 后,随即卸除剪力到零,如此重复进行剪切,直到剪切位移达到比较稳定为止,共进行反复荷载剪切 300 次,然后将试样剪破,测定反复荷载剪切的强度参数,与常规法强度比较,其值增加 5%～13%。若荷载剪切的强度较大,比如在峰值强度的 80% 以上,则强度就降低,即反复荷载下强度为常规峰值强度的 80%～85%。

(3)长期强度。由于膨胀土含有较高蒙脱石类活性矿物,当受长期荷载作用时,强度随时间的增长而降低,具有明显的流变性,而往往造成工程损坏,因此在工程建设中已引起人们充分的关注,根据膨胀土的流变试验结果,当应力增加到屈服值,稳定流变阶段的长期强度为峰值强度的 75%～85%。但是,不同类型的膨胀土强度衰减程度不一,强膨胀土强度降低最大。

(4)反复胀缩强度。湿度的反复变化会导致膨胀土循环性胀缩。曲线是南阳膨胀土反复胀缩效应的疲劳试验结果,其方法是每一个循环周期饱水 24 小时,失水 96 小时。图中曲线表明,前两次循环对比强度衰减 17%～22%。第三次循环则强度趋向稳定,该值处于天然土体的峰值强度和残余强度之间。膨胀土的粘聚力 c 与内摩擦角 φ 随循环次数增加而降低的程度不一,c 值降低较多,φ 值降低较小,强度参数 c、φ 均在干缩湿胀循环 2～3 次之后,接近于一稳定值。

(5)动力强度。土的动力强度与动荷载作用循环次数、固结比及破坏标准有关。根据南水北调工程宝丰膨胀土的试验成果,绘制固结比 $k_c=1$ 时,破坏振次 $N_f=10,20,30$ 周的莫尔应力圆及相应的破坏包线,给出了该土的总应力法抗剪强度参数动内聚力 c_d 与动内摩擦角 ϕ_d,即破坏振次 10 周 $c_d=32kPa, \phi_d=12°$;20 周 $c_d=33kPa, \phi_d=10.5°$;30 周 $c_d=34kPa, \phi_d=9°$。

3. 吸力试验研究

我国岩土工程界积极开展了非饱和土的吸力理论与应用研究,包括非饱和土中的气相形态和气水运动规律;非饱和土水分特征曲线及抗剪强度;受气候影响吸力场的数值模拟方法和利用人工神经网络技术预测吸力等。近年来,清华大学研制了 TS-1 型自补偿式多孔陶瓷热传导吸力传感器与配套的 QS-1 型吸力量测仪,为现场研究吸力变化规律提供了条件。

吸力的测试方法主要有:湿度计法、张力计法和多孔块法。

由加拿大国际发展中心(IDRC)资助的中国—加拿大膨胀土合作研究项目,引进和推广土体吸力的室内外测试成套技术,对中国的膨胀土进行研究。由广西大学柯尊敬、黄绍铿教授负责在南宁设立包括有现场监测吸力变化内容的综合观察站。在观察站中设置了直径 1.0m,深 5.0m 的两个观测井,并在井壁不同高程处,深入土中 20cm 埋设吸力传感器,同时相应地设置测定含水量的探头,以及多个沉降观测点和水平位移观测点,以取得现场观测的吸力的变化数据,探求吸力的变化与不同的土层深度、变形、强度、环境和气候变化的依存关系。实测资料

表明,在干旱季节,土体收缩沉降大,对应的吸力也大,同时吸力随深度的增加而减小,时间滞后。

河海大学殷宗泽教授等对盐环定扬黄工程总干渠膨胀土的吸力进行了现场观测。测点设在渠顶埋深 0.6m,前 20 天渠内水深在 1.0m 以下,渠水对该测点影响很小,吸力变化不大。然后水位升到 1.5m,吸力急骤下降,该点土体饱和度约 95%。另一测点埋深 2.0m,渠道开始通水就影响测头,吸力不断下降,该点饱和度约 97%。在采用塑料膜与预制混凝土块衬砌的渠段埋设深度相同的测点,土体吸水膨胀过程缓慢,进而揭示了膨胀土的吸力变化主要与饱和度有关。

通过膨胀土工程特性研究,认识到膨胀土的多裂隙性,超固性和膨胀性导致强度的变化与变形形式的复杂性。影响膨胀土强度的主要因素是物质成分,裂隙与软弱夹层,湿度与时间效应。因此,强度取值要综合考虑这些因素。目前膨胀土取值方法主要可归纳为两种思路:一是考虑时间因素的渐进破坏和在空间上的分带取值;另一个思路是按非饱和土考虑,这是研究膨胀土强度问题的主要途径。

二、膨胀土的数值分析

由于在膨胀土环境中大型工程的兴建,膨胀土的理论研究与数值分析有了很大的进展,如土体的初始应力场、土性质随空间与时间的变化、裂隙与软弱带各向异性、流变性与膨胀性等可以在数值分析中予以考虑。建筑物基础、桩基、挡墙、边坡等工程的非线性计算结果可以用原形监测验证。

(一)膨胀机理理论

膨胀土的膨胀机理理论研究是一项极为复杂的工作,前人付出了巨大的劳动,提出了各式各样的理论来解释,如粘土矿物晶格扩张理论、粘土矿物叠片体作用理论、双电层理论、吸力势理论、膨胀潜势理论、自由能变化理论、胀缩路径与胀缩状态理论、湿度应力场理论、流变本构方程的膨胀理论、结构连结与楔入作用理论、膨胀变形的速率过程理论等。为了对膨胀土的胀缩机理及其工程效应问题作出较满意的解释,将有关因素归纳的结构框架,见图 10-1。

(二)数值分析方法

膨胀土的数值分析方法有极限平衡法、概率分析法、有限元法、边界元法、离散元法,半解析法以及这些方法中某些方法的联合。从膨胀土的工程问题来看有两类:一是强度控制,如边坡稳定问题;二是变形控制,如地基胀缩问题。这些问题可以按照土体的含水量场—吸力场—强度场的思路来建立模型。前者在建立较准确的膨胀软化方程的基础上,可以采用理想塑性模型;后者可以引入考虑膨胀土含水量变化的弹塑性模型。目前对于非饱和土弹塑性本构关系的研究途径有三种。

1. 单应力变量理论(有效应力理论)

该理论具有代表性的表达式是 Bishop 半经验公式,与饱和土的有效应力公式相比,多了一项孔隙气压力,并引入了一个与饱和度等因素有关的经验系数。

2. 双应力变量理论

70 年代以来,Fredlund 和 Morgenstern 认为可以将外应力与吸力作为两独立变量来建立非饱和土的本构方程。根据单向压缩的应力应变关系,可得双应力变量理论的关系式。

3. 应力和含水量双变量理论

在一定条件下,吸力与含水量或饱和度之间存在一定的关系,因此可以用含水量代替吸力

作为第二变量,这样就得出了应力和含水量的双变量理论,这一理论初步设想是沈珠江在1988年提出的。

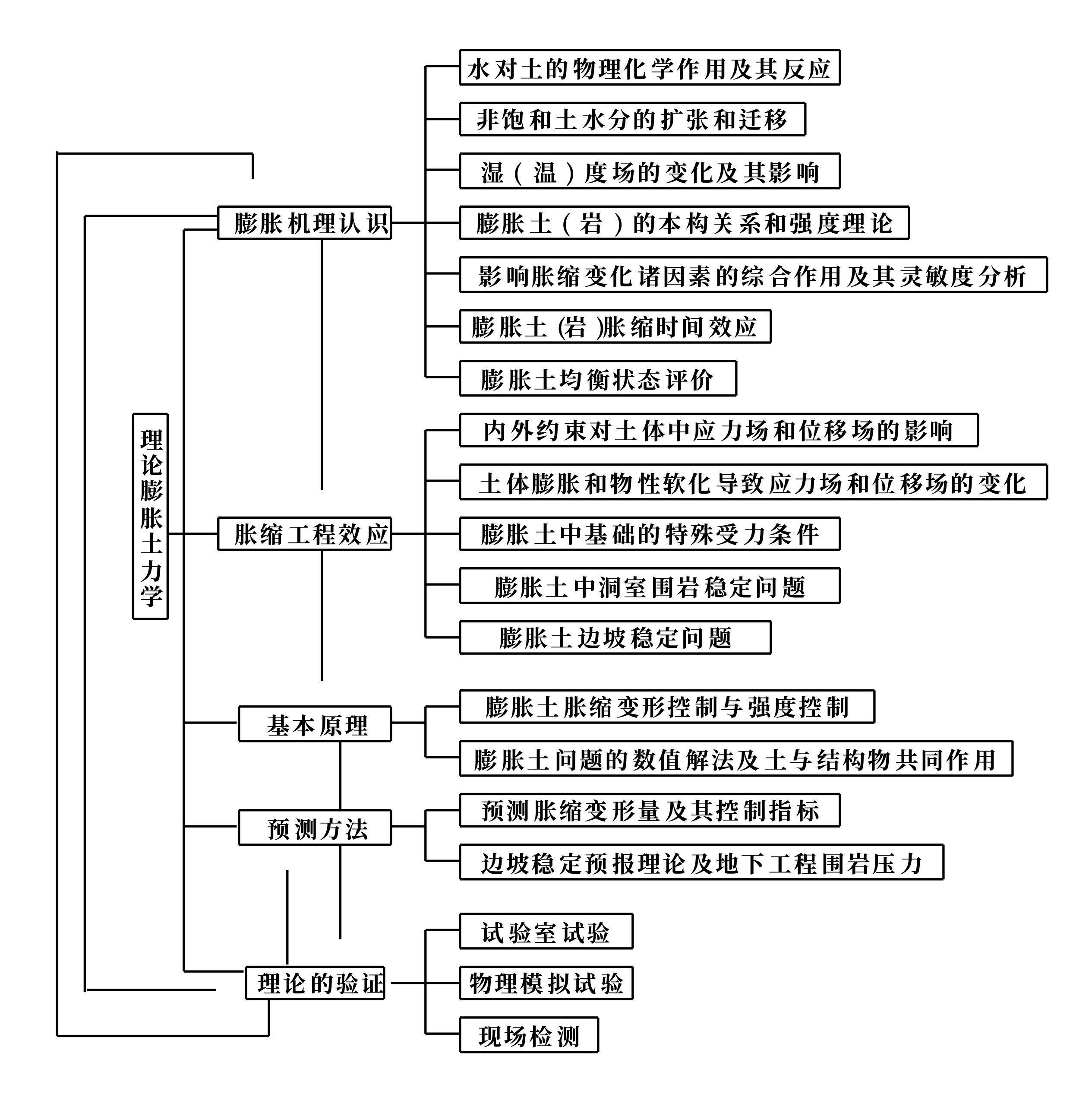


图10-1 膨胀土的胀缩机理及其工程效应结构框架

人们展望在膨胀土的本构关系中还应考虑时间(流变)和温度,得到一个完整的本构模型。

总的来说,关于膨胀土问题的数值分析,以目前的情况来看,远未达到完善的水平,不同国家,不同研究者和工程师都各有各自不同的解决方法。近年来,膨胀土问题的数值方法求解已引起许多研究者的关注,特别是非饱和土土力学理论的引入和应用,使问题的完善解决获得新的养料和启示。可以预见,不久的将来,膨胀土问题的数值分析将会有更令人满意的进展和成就。

三、膨胀土的治理

膨胀土地区工程建设中遇到的主要岩土问题可归纳成四个方面:(1)建筑物地基的变形问题;(2)边坡稳定性问题;(3)膨胀土堤坝的填筑问题,我国有较丰富的实践经验,诸如筑坝方法、坝坡及断面尺寸、稳定性验算、护坡及排水、填筑条件、施工方法等。建成的几十座膨胀土坝都无整体推移和漏水现象;(4)膨胀岩土的洞室稳定问题,考虑主要的措施是,合理选择隧道断面形状和结构形式(如圆形和马蹄形曲墙)、合理选择施工方法(如液压镐、盾构法)、合理设计围岩支护(如复合衬砌)。随着科学技术的发展,治理膨胀土灾害的新方法逐渐完善,如土性改良、土工织物等。根据所加固工程的特性、土的胀缩性能、环境情况及施工条件等因素进行综合技术经济比较,确定处理方法。

(一)膨胀土地基处理

1. 换土

将主要胀缩变形的膨胀土全部或部分挖掉,换以非膨胀土(灰土或砂砾石),以消除或减少地基胀缩变形。换土厚度应由变形计算确定,使剩余部分土的胀缩变形量在允许范围内。通常换土厚度为2.0～3.0m。

2. 预浸水

在建造房屋之前用人工方法增加地基的含水量,使膨胀土层全部或部分膨胀,从而清除或减小膨胀变形量。浸水后土的强度和变形指标急剧降低,承载力一般在80～150kPa范围内,因此预浸水只有在基底压力不大的有湿润工艺的、能保持地基土现有高含水量的建筑物可以采用,如蓄水池、冷却塔等。

3. 垫层

主要使用于薄的膨胀土层及主要胀缩变形层不厚的情况下,土垫层厚度应使地基剩余变形量控制在允许范围内。如采用补偿砂垫层应满足以下条件:

(1)我国对砂垫层的补偿作用进行过室内模型试验和现场试验,认为砂垫层厚度为0.5～0.8m,可以降低膨胀力25%～30%,建议垫层厚度 h_n 和宽度 b_n 与基础宽度 b 的关系采用下列值:

弱膨胀土: h_n　0.75b, b_n　1.5b

中膨胀土: h_n　1.0b, b_n　1.6b

(2)当土膨胀压力大于250kPa时,垫层宜用中、细砂;膨胀压力较小时,可用粗砂。垫层重度应≥16kN/m^3。

(3)基底压力宜选用100～250kPa,基槽两边回填区的附加压力不能大于0.25P(P为基底压力)。

符合以上条件时,垫层的调节及补偿作用将是显著的,可以减少不均匀胀缩变形量。

4. 化学固化

(1)国内外通常采用石灰和水泥对膨胀土进行化学稳定处理,从而达到改良土的性质。例如膨胀土掺6%石灰的混合土的膨胀与收缩性能减弱,膨胀力降低88%,线收缩率减少44%,强度显著提高,粘聚力和内摩擦角分别从68kPa与21.3°提高到159kPa与31.7°,无侧限抗压强度从264kPa升到585kPa;膨胀土掺入6%的水泥,土的膨胀性大为改善,自由膨胀率 δ_{ef} 和无荷重下膨胀率 δ_{ep0} 分别降低70%与95%以上。

(2)矿渣复合土由膨胀土、矿渣、水泥、砂等组成。通过矿渣复合料改良后的膨胀土基本上丧失了膨胀性,如某一膨胀土改性前膨胀量为6.30%,改性后仅0.08%,矿渣复合土的强度随龄期而变化,龄期一年的强度是龄期28天的3～8倍,它与坡面的粘着强度,在无垂直应力下进行浸水快剪,其值为17～52kPa,而且抗干缩湿胀性能好。

(3)高压喷射浆液(水泥浆或石灰浆)加固膨胀土地基或边坡,水泥与土固化形成一种特殊的水泥土骨架结构,能防止含水量变化,提高土的强度。美国得克萨斯州膨胀土的地基、机场、道路、排水渠边坡等工程普遍采用稀释的磺化油(Sulphonated)作为稳定剂,其灌注压力为6～8kPa。此外还可以用电渗法使膨胀粘土固化,但造价太高。

5. 桩基础

膨胀土桩基础的工作状态较复杂,土体膨胀时,在桩侧和土之间产生胀切力;土体收缩作用使桩发生负摩擦。因此,桩锚固长度应满足下列条件:

假设土膨胀变形时,切胀力与桩顶轴力之差应小于桩侧摩阻力;

假设土收缩时,大气影响急剧层内桩土脱开,桩顶轴力与端阻力之差应小于扣除脱开部分后的桩侧摩阻力。

桩锚固长度应按上述两个条件分别计算后取大值。

试验表明,天然状态桩侧承受 0.65～0.87 的极限荷载,而桩端仅承受 0.13～0.35 极限荷载,浸水后,桩的承载力大大降低,降低了 30%～60%。

(二)膨胀土边坡治理

膨胀土边坡稳定问题可分两类:一是挖方边坡,其稳定性主要受膨胀土类型与软弱结构面控制,稳定分析方法一般采用极限平衡法、有限元法与概率统计法;二是填筑边坡,只要选择合适的坡率和填筑条件,通常不会产生整体性失稳。

1. 支挡结构

支挡结构是为了防止边坡坍塌失稳的构筑物。其型式通常有:一是挡土墙,如倒坡基础挡墙、双墙对拉挡墙、加筋挡墙,通过挡土墙膨胀土压力的观测分析,建立了适合于地区性计算挡墙土压力的经验公式;另一类是抗滑桩,一般采用钢筋混凝土钻孔灌注桩,断面 500～1 000 mm,桩的间距为直径的 3～5 倍,桩深入滑动面以下深度为桩长的 1/2。有些高边坡工程将抗滑桩横向连成一个护坡的空间的整体结构,即柱桩联拱。

2. 土工合成材料

土工合成材料一般可分四类:土工织物、土工膜、特殊土合成材料和复合型土工合成材料。它广泛应用于排水、反滤、隔离、护坡、加筋强化和垫层等方面,目前已发展成一门新的边缘学科。1983 年国际土力学与基础工程协会成立了土工织物技术委员会。我国已有试验操作规程,材料试验已不局限于测定材料自身强度(抗拉强度、延伸率、应变、抗拉模量、撕裂强度)、材料与土的界面特性、材料在土的约束条件下的力学性能,而且逐渐由室内试验转向现场原形观测。

土工织物治理滑坡时,铺设的土工膜厚度一般为 0.25～0.45mm,保护层用素土夯实,厚度不小于 30cm。加筋层的间距不大于加筋体长度的 1/3。通常为厚 0.5m 的土层铺设一层纺织物。

3. 沉箱结构

当边坡高度和滑坡深度较大时,可以设置沉箱,并辅以干砌块石护坡。

四、膨胀土地区岩土工程建设的进展

近 20 年来,膨胀土地区工程建设的水平有了质的变化,这一方面表现在工程设计的理论上,另一方面表现在工程施工的实践上。本节即对这两个方面的进展作典型的但较为简略的论述。由于问题很复杂,分析的难度是比较大的。正如 D.G.Fredlund 和 H.Rahardjo 在他们著作的序言中所说的:“在传统土力学方面受过良好训练的工程师,往往由于对非饱和土的知识不够而在涉及非饱和土的一些难题面前感到无所适从。”

岩土工程师一致认为,膨胀类土是“难对付的土”,而且在非饱和土范畴之内,非饱和土与饱和土之所以有所不同,起因于土中存在基质吸力或负孔隙水压力,这导致有必要用两个独立的应力状态变量来描述土的性状,这点不同于饱和土土力学,在饱和土土力学问题中,可以用一个应力状态变量,亦即有效应力状态变量来描述土的性状。

在非饱和土力学涉及负孔隙水压力的各种问题中,迄今最受重视的是膨胀土问题,其中研

究得最多的问题是预估由于膨胀土浸湿引起的地面隆起。在施工实践中,由于过去二十多年,对膨胀土的膨胀机理以及膨胀土地区建筑灾害的调查,已得到了一些初步的认识,而今从非饱和土力学理论的新概念获得了使工程分析与实际解决方案结合的'凝聚力",从而使施工设计更为合理。

(一)膨胀土地区工程建设设计理论的进展

自从本世纪 20 年代,存在大面积膨胀土的以色列开始研究膨胀土以来,直到 80 年代,在这半个世纪的时间内,召开过三届国际膨胀土研究会议(1965 年、1969 年、1973 年)以及其他一些较小范围的涉及膨胀土问题的讨论会,许多国家先后进行了大量的试验研究,取得了丰富的成果,对膨胀土加深了认识,推动了膨胀土科学的发展。但由于时代的局限性,所有这些研究的理论依据均系基于饱和土土力学,它的主要理论论点是:

(1)以经典的一维固结理论为核心,用以预估总应力变化引起的孔隙水压力随深度及时间的变化,并根据孔隙水压力的变化预估土体的体积变化。如前所述,在饱和土力学中是用一个应力状态变量,即有效应力变量来描述土的性状的。

(2)经典土力学将重点放在某几种土上,即饱和的砂、粉土和粘土以及干砂,而且定义饱和土只具有两相。

近十多年来,在经过了艰难的和漫长的途径之后,非饱和土力学终于完成了一系列开拓性理论和试验研究工作,在工程实践中已开始获得越来越多的应用。

科学的进步需要概念的改革。在膨胀土的研究中引进了非饱和土力学的理论,使膨胀土地区工程设计摆脱了经验和现象学的框框,以一种新的原理和概念去从事设计和施工。这表现在:

(1)非饱和土土力学的双应力变量理论在描述膨胀土的力学性状方面具有明显的优越性,用于分析膨胀土的体变和强度问题更为接近实际。例如大量的试验研究已表明,多数土的体积变化与有效应力之间并不存在单一的关系。

(2)按照非饱和土力学的理论,设计中要考虑负孔隙压力,要用两个独立的应力状态来描述膨胀土的性状。例如,在确定膨胀土的地基承载力时,可以将饱和土力学的地基承载力确定方法延伸,粘聚力可以认为由两项组成,一项是有效粘聚力,另一项是基质吸力引起的粘聚力。记住这个概念,就可将传统的承载力理论用于膨胀土的工程设计。

(3)在验算膨胀土的边坡稳定性时,非饱和土力学理论考虑了负孔隙水压力(或基质吸力),在提高土的抗剪强度方面所起的作用,这种作法可说是传统的极限平衡分析法的延伸。分析时采用的土的抗剪强度由三项分量组成:①有效内摩擦角 ϕ';②有效粘聚力 c';③与基质吸力有关的摩擦角 ϕ''。

(4)对非饱和膨胀土有三组应力状态变量可用于描述与土结构和收缩膜有关的应力状态,这三组应力状态变量是根据三个不同的基准(亦即孔隙气压力 u_a,水压力 u_w 和总压力 σ)从土结构的平衡方程中推导得出的。D.G.Fredlund 推荐采用 $\sigma-u_a$ 和 u_a-u_w 这组应力状态变量,并称前者为净法向应力,后者为基质吸力。当三个应力状态变量 σ、u_a、u_w 中有一个变成零时,便会出现极限应力状态。在进行大多数岩土工程分析之前,必须知道现场各个应力组成的大小及分布,只有知道应力组成的分布,才能计算得出净法向应力 $\sigma-u_a$ 和基质吸力 u_a-u_w 的现场剖面,有了这些,便可用以分析土中应力状态和体积的变化。

(二)膨胀土地区工程建设施工实践的进展

有了二十多年来积累起来的对膨胀土胀缩机理和膨胀土地区建筑物状态变化的认识,加

上非饱和土土力学理论这个凝聚力,使得膨胀土地区工程建设施工实践的水平有了质的变化,跃登上一个新高度,这表现在:

(1)在施工技术上考虑了竣工后膨胀土地基上建筑物的可能变化而设置某种预防性措施。对负孔压土研究的理论成就使这种预测成为可能而且准确度高。例如对待由于膨胀土浸湿引起的地面隆起,充分估计到它可能在建筑物竣工后相当长的时间内才出现,设计时就有意识地加强建筑物的刚度,或注意弥补一般常规设计所忽略的环节(例如一般对水池环向力截面设计时没有考虑由于温、湿度变化所产生的环向弯矩而只按环向拉力中心受拉情况计算),此外还可采取一些预防措施,如;安装能调节室内地面高低的活动支柱,在地下室底板下预留空间等。

(2)非饱和土土力学提供了一系列以新概念为依据的先进量测技术和设备,例如卸荷本构面的试验方法与设备,量测膨胀土体积变化性质和指数的方法和设备等,这些新的成就为设计和施工所需的技术参数的提供创造了有利条件,使设计和施工能"知已知彼",实现了新的跃进。

(3)以非饱和土土力学理论为依据的膨胀土工程设计考虑了负孔隙水压力,采用了双应力状态变量来描述膨胀土的性状,而且注意到地区的微气候环境会产生一种表面流量边界条件使上部土层中有水的渗流。此外,该理论考虑到设计所需要的一些特殊设计参数的取得,总结和提出了一系列技术和设备,例如孔隙水压力的量测是不可少的,但量测很高的负孔隙水压力和吸力十分困难,文献[8]介绍了应用 MCS6000 和 AGWA-II 热传导传感器进行室内和现场基质吸力量测的方法。

膨胀土作为岩土工程学科的一个特殊研究领域,随着工程建设的发展而进展,要全面地认识和把握膨胀土工程性质,正确地治理膨胀工程问题,非饱和膨胀土的理论研究是一条很有潜力的途径,特别是荷载、含水量、吸力之间关系研究。吸力是非饱和土特有的关键问题,它的变化对强度与变形都有很大的关系。由于吸力场的实测比较复杂,因此探索用数值的分析方法来预测吸力场就是一个重要的课题。同时,将吸力研究与微结构研究联系起来,建立土体结构的数学模型,发展新的应用性的数值分析方法,进而解决工程实际问题。

第三节　我国冻土地区工程建设中的岩土工程

一、绪言

冻土是指一种特殊的具有负温或零温并含有冰的土或岩石。通常按土处于冻结状态的持续时间来划分冻土,冻结状态的持续时间从几小时到几昼夜者为短期冻土,不到一年者为季节冻土,两年以上者为多年冻土。从工程意义的角度出发,冻土地区应重视的主要为多年冻土和冻深大于 0.5m 的季节冻土。

地球上多年冻土面积约占陆地面积的 20%,其主要分布于欧洲及亚洲的北部、北美洲、北极洋大陆架,以及中纬度地区的高山、高原等地区。

我国是世界上第三大冻土面积分布国,多年冻土面积约 $215\times10^4km^2$,即约 22% 的国土面积被多年冻土所占据(图 10-2)。我国多年冻土按形成和自然条件不同,可分为高纬度多年冻土和高海拔多年冻土两种类型,其主要分布在大小兴安岭、青藏高原和东西部高山地区。其中青藏高原的多年冻土分布面积达 $150\times10^4km^2$,占中国多年冻土总面积 70%,为中低纬度地带

海拔最高、面积最大的多年冻土区。

如果再考虑55%的季节冻土,冻土区则占据了约77%的国土面积,而在这些地区,有着丰富的矿产资源、水资源、森林、草原和肥沃的土壤。近年来,随着寒区经济发展,尤其是西部大开发战略的实施,各类基础设施,如市政工程、水利工程、交通道路工程、机场及管道工程等的建设即将开展,工程建设中必将进一步冻土特殊的物理、力学特性所引起的各类岩土工程问题,如何深入认识,改造和利用冻土是该类地区进行工程经济活动所必须解决的重大课题。

二、我国冻土学研究及冻土工程实践

在17世纪,我国伟大的地理学家徐霞客已观察到了五台山地区坡向对冻结与融化过程的影响,报道了石海(龙翻石)的存在。20世纪40年代,有过关于东北冻土的零星报道。1949年后,首先从东北地区开始了系统的冻土学研究工程。50年代,大小兴安岭山区地区开始了系统的冻土学研究工程。50年代,大小兴安岭山区森林和矿藏资源的开发及铁路的修建,促使林业、地质和铁道部门开展多年冻土问题的研究,积累了冻土实际资料和冻土区的建筑经验。这个时期的代表性著作有《中国东北地区多年冻土的分布》一文(1956)和《多年冻土的工程地质和铁路建筑》一书(1958)。1957~1959年间,地质部派员参加黑龙江中苏联合考察中的冻土调查,基本摸清了黑龙江两岸各纵深5km地段的冻土分布特征。在此阶段,由于东北季节冻土区的水利工程、房屋和道路建筑中的冻土问题,推动了许多部门开展冻土研究。1954年,水电部长春水利科研所成立冻土组,开展土坝冬季施工的研究,同年出版《碾压式土坝的冬季施工》一书,并于1956年筹备冻土热物理实验室。为防治北方地区道路翻浆,交通部门进行了冻土研究。1954年横贯青藏高原的青藏公路通车,高原冻土引起各方关注。1956年铁道部开始勘测青藏铁路,对沿线的冻土问题作了初步调查。同年我国成功地应用了冻结凿井方法。1959年建筑科学研究院地基基础研究室成立冻土地基研究组。1960年后中国冻土研究出现了新局面。1960年中国科学院冰川冻土研究所筹备委员会、铁道部高原铁路科研所相继成立。两所会同有关高校卓有成效地开展了青藏公路沿线的冻土综合考察,分别在土门格拉和风火山建立冻土长年观测站。地质部门在青海东部结合地质勘探积累了许多冻土资料。1965年出版《青藏公路沿线冻土考察》一书,标志中国区域冻土研究成长起来。开始对祁连山多年冻土进行专门调查,建立木里定位观测站,开展冻土物理力学性质的野外试验研究。大兴安岭冻土调查逐步深入,林业、铁道部门建立长年观测站,铁道部一支专门的冻土队活跃在大兴安岭。1968年前后,中国冻土工作者为冻土区一系列工程的修建做了大量工作。青海祁连山煤炭基础开发冻土工程研究;祁连山军马场亿万泉引水管道和热水铁路建成,在高山冻土下界附近厚层地下冰段成功地采用了保护冻土的原则;格尔木至拉萨输油管道,南疆铁路线天山越岭段的建设是以冻土调查为基础的。1965年起,在室内外系统开展了研究冻土物理力学和热学性质的实验。冻土基本物理力学和热学参数测试规范化,纳入国家土工试验操作规程。中国科学院、铁道部和地质部大批冻土工作者在青藏铁路沿线进行全面的冻土工程地质勘测和广泛的物理力学和热学性质试验,为铁路修建提供一整套的数据和资料。水工建筑抗冻技术科研协作组成立,有北方30多个水利水电工程单位、科研部门和大专院校参加。1975年,《冻土》一书出版,系统介绍了冻土专业课程,1976~1978年间,兰州大学地理系曾开设冰川冻土专业课程,1978年成立冰川冻土研究室。1978年以来,我国冻土研究进入新的全面发展时期。对阿尔泰山、天山、祁连山、横断山的多年冻土进行考察,青藏公路改建沥青路面工程,水工建

筑物抗冻害问题的研究更加深入。对南水北调西线工程进行了冻土地质考察,对格尔木至拉萨输油管线、光纤通讯工程及青康公路、大坂山隧道工程等实施进行了论证与建设。1979年正式出版学术期刊《冰川冻土》,现在已成为我国地学核心期刊之一。1980年中国地理学会冰川冻土分会成立。1983年《青藏冻土研究论文集》出版,对中国科学院1974~1978年间的青藏冻土研究工作作了科学总结。1985年《土的冻胀与建筑物冻害防治》、1994年《冻土强度与蠕变》、1995年《土的冻胀与盐胀机理》及1999年《多年冻土退化与道路工程》的出版,在中国已基本形成包括普通冻土、冻土物理力学和工程冻土的较完整的冻土学研究体系,从定性到定量,从考察到实验,从宏观到微观,从理论到实践,进入了全面发展的时期,并出现了一批在国内外有较大影响的冻土学各学科的带头人及一支人数众多的冻土科研和冻土工程技术人员的队伍。已有数位我国科学家曾担任过国际冻土协会主席、委员等职务,我国也曾成功地举办过国际冻土大会,并有英文专著《土壤冻胀及盐胀机理》在美国公开发行。1992年冻土工程国家重点实验室在兰州建成,标志我国在冻土学及冻土工程方面组建了重点攻关科研单位。所有这些在某种程度上反映了我国在该领域研究和实践上已逐步加入到国际先进行列。

三、冻土及正融土的工程特性

冻土是温度敏感性土体,在冻土区岩土工程建设中不可避免地会遇到土层处于冻结、未冻结、正冻结、正融化及已融化等不同状态。即使大的物质成分和含水量保持不变,在冻土区的地基土将比在融土区具有显著的可变性和复杂性。工程建设中必须考虑并设法预防、消除,由于冻土的变形、强度弱化及冻胀、融沉所引起的各种工程病害。理解和掌握冻土及融化土的工程特性是进行冻土区岩土工程的基础。

(一)冻土的物理特性

冻土是由坚硬的矿物颗粒(土颗粒)、粘—塑性冰、液态未冻水和气体组成的复杂的多相体系;对于四相体系的冻土而言,进行物理性质和状态评价时至少必须测定四个基本指标。

(1)天然未扰动冻土重度 γ_f,即单位体积的冻土重;

(2)冻土的总重量含水量 W,由冻土中未冻含水量(W_u,给定温度)和冰含量 W_i 组成;

(3)冻土的土颗粒重度 γ_s,即单位体积的土颗粒重;

(4)冻土的未冻水含量 W_u,(未冻水质量与干质量之比值)或替代以冻土中的相对含冰量 i_r(冻土中冰重与全部水重之比)。一定类型的土,其未冻水含量主要取决于温度条件,可用安德森—泰斯公式表示:

$$W_u = m\theta^n$$

式中:W_u——未冻水含量;

m, n——特征参数,n 一般为负值;

θ——温度 t 的绝对值,某些典型的实验数据见图10-3。

测定冻土未冻水含量的方法很多,诸如量热法、微波法和核磁共振法等,它们分别以热量平衡、微波吸收和核磁共振等原理为根据。其中热量法是一种经典的方法,虽然操作及计算繁杂,但由于试验原理明确、仪器设备简单,具有一定的精度,被世界上许多国家所采用。

(二)冻土的力学特性

冻土的强度与变形特性与其他类型土的最大差别在于其中冰的存在,冻土的力学特性主要取决于其中胶结冰的性质。冰的强度随温度的降低而增加,并随冰晶的结构构造变化而变化;此外,冰的强度随应变速率的增大而增大,在破坏类型上表现为由塑性向脆性转变。冰的

图 10-3　冻土中未冻水含量(W_u, %)与温度的关系曲线

1-粘土;2-亚粘土;3-亚砂土;4-砂土

(据中科院原冰川冻土研究所,1975)

这些特性导致了冻土具有类似的一些特征。

冻土的强度受温度、压力及受速率改变而发生很大变化:当温度降低时,冻土的强度随之增加;当荷载作用历时延长时,颗粒间胶结冰产生塑流而具有流变性,这一特点使得冻土的瞬时强度大而长期强度小;随应变速率的加大,冻土强度增大,破坏类型表现出由塑性破坏向脆性破坏转化。

冻土的强度有别于其他类型土强度的另一突出表现是围压的影响。在较低围压条件下,冻土的强度是随围压的升高而升高的,但在较高的围压条件下,即随着围压的进一步增大,冻土强度会出现降低的趋势(此一特征已引出了深土冻土力学的研究)。

由于影响冻土强度的因素较多,包括温度、应变速率、含冰量及围压等,工程中欲正确确定冻土的强度并不容易。通常是在实验室通过各种试验方法来测定应力—应变曲线借以决定冻土的强度,典型冻土的应力—应变曲线如图 10-4(a)所示,图中 a、b 两线分别表示以脆性破坏时的强度为破坏强度(粗颗粒冻土)及以严重塑流破坏时的强度为破坏强度(细颗粒冻土),但对一些如富冰中砂和富冰粉土而言,其应力—应变曲线如图 10-3(b)所示,此时,其破坏强度必须结合工程对象的允许变形决定其值。

图 10-4　冻土的应力—应变曲线

(a)典型冻土的应力—应变曲线;(b)特殊冻土的应力—应变曲线

(三)土体的冻胀特性

多年冻土区或季节冻土区中,当温度降低到土的冻结温度以下时,湿土中的水份向正冻带迁移,并以冰的形式填充土颗粒间隙,而土中水变成冰时,体积增大9%,当土中水的体积膨胀足以引起颗粒间的相对位移时就引起土的冻胀。此外,冻胀的严重性在于已冻土中由于未冻水分不断地迁移积聚,尤其是当负温持续条件及有充分的水源和水的迁移通道时,冻胀更为严重。

对于土体的冻胀特性,通常用冻胀率 η 来表示:

$$\eta = \frac{\Delta Z}{Z_d} \times 100\%$$

式中:ΔZ——地表冻胀量;

Z_d——设计冻深,$Z_d = H - \Delta Z$,H 为冻层厚度。

土体冻胀必须具有三个条件:冻胀敏感性土,水分供给或初始水分及适当冻结条件和时间,三个条件中缺少任一条件都不能引起冻胀,若采取一定措施消除其中任一条件便可抑制冻胀。

影响冻胀的主要因素有:土的粒度、矿物成分、土中水分及补给来源、冻结条件、外荷作用以及交换盐基等。普遍性的规律是:粗颗粒的土由于水分易于排出而不易产生冻胀,随着土颗粒粒径减小和土体分散性增大,冻胀性也增强,但是粒径达到粘土范围时,由于水分迁移量减小,冻胀量也相应减小;亲水性矿物成分含量高的土冻胀性显著;对于冻胀敏感性土,初始含水量大,水分补给充足的土冻胀性一定强;温度愈低,未冻水含量愈小,冰的相对含量增加,冻胀性趋于显著;增加土体外部附加荷载会对土体冻胀产生显著的抑制作用;盐基可改变土颗粒表面与水的亲和性,并可改变土中未冻水含量,从而可影响土的冻胀。但无论何种因素,都是通过影响土冻胀产生的三个条件而影响土的冻胀特性,这也是应用工程手段预防、消除冻胀破坏的依据。

在上述影响因素的研究及应用中,人们发现在土质、水分相同时,可得到差异性很大的冻胀敏感性。实际上,对于这些表面上似乎呈随机性变化的数据,据原冰川冻土研究所的工作表明,造成这一结果的原因是冻结速率。当冻结速率过大时,土中水分来不及迁移,只有原孔隙中水冻结成冰,体积膨胀,故冻胀率较小且保持不变;若水分补给充足,随着冻结速率降低,冻胀率递增。因此,在研究以冻胀率作为地基土冻结敏感性评价及计算冻胀量时,必须考虑当地不同的冻结速率,否则所得资料无可比性。

对于冻胀率的预报,目前许多单位已建立了适合当地条件的单因素预报方程,如粉粘粒含量预报法、细粒土比表面积预报法、含水量预报法及基于其原理的地下水位预报法等。此外,由于土的冻胀受多因素的综合作用,对于土的冻胀可考虑应用综合影响因素进行预报,如原冰川冻土研究所应用了细粒土含量及冻结速率的函数表示饱和砂土的冻胀率;对于封闭系统中细粒土之冻胀预测,用初始含水量、初始干重度及当地的冻结速率来计算冻胀率;而对于具不同地下水位埋深的细粒土的冻胀率,则综合应用了初始含水量、初始干重度、冻结速率、地下水位及塑性指数的函数关系式。上述冻胀预报方法,都是利用大量试验观测资料,经过统计分析得出的经验公式。近年来,应用数值计算进行冻胀预测取得了长足发展。如冻土工程国家重点实验室应用温度场、渗流场及应力场的耦合分析计算冻胀量,并将此法应用于海拔高程3801m的大坂山公路隧道冻胀预测,效果良好。

(四)冻土的融沉特性

冻土热融过程中,冰—水相转化及过量融化水的排出,会导致土体体积的变化,并引起土体力学性能的变化,对于作为地基土的冻土而言,将产生融化过程中及融化后的沉降现象。冻土热融沉降预估的目的在于:如果设计时不能预知建筑物的永久地基因融化发生的沉降,一旦沉降量超过建筑物的容许极限,那么基础及其上部结构将不可避免地出现不能允许的变形和破坏。冻土的热融沉降量不仅与冻土的性质(冻土的构造及冰包裹体的存在)及上都荷载有关,而且与冻土的温度状况有关。

冻土热融沉降量可通过采取有代表性的土样、在室内有代表性的试验条件下通过试验得到,试验可在三轴压力室内进行,但更多的是应用常规一维设备。

图 10-5 是一典型的热融沉降试验结果,在土冻结的条件下(由 a 点到 b 点),土的孔隙比 e 值随外荷的增大而缓慢降低,这一变化值很小,当土融化后此变化可以忽略不计。土体一旦融化(b 点到 c 点),则在 P_0 压力条件下,孔隙比将产生 Δe_0 的变化值,此值部分与冰—水相转变有关,部分与超量水分的排出有关,此时,热—应变参数 A 可以定义为

图 10-5 冻土融化过程中外荷与孔隙比关系曲线

$$A(\%) = \Delta e_0 / 1 + e_0$$

式中:e_0——初始的孔隙比。

如果对已融土的外荷增加 ΔP,则单元层的应变值为

$$\Delta H / H = A + m_v \cdot \Delta P$$

式中:ΔH——单元层的厚度变化值;

H——单元层厚度;

m_v——体积压缩系数。

单元层的厚度变化值(沉降量)

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta P \cdot H \Delta H$$

如果冻土地基有 n 层土体,则总的沉降量为

$$\Delta H = \sum_{1}^{n} A_i H_i + \sum_{1}^{n} m_{vi} \cdot \Delta P_i \cdot H_i$$

如果土体融化后无外荷增加量,在通常情况下,单层沉降量和总沉降量可简单地表示为

$$\Delta H = A \cdot H \text{ 或} \sum_{1}^{n} A_i \cdot H_i$$

通过现场试验研究冻土热融沉降的研究成果较少,但对比这些成果与室内试验结果,二者之间能够较好地吻合,表明用室内试验估计冻土融化沉降量的方法是可行的。

以上主要介绍了我国冻土的分布、冻土的基本特性及力学性能。由于科学地进行冻土区工程建设,无论是将冻土作为天然地基还是改造冻土,对冻土的基本特征及其力学性能进行理解和掌握是其前提条件,以下介绍的冻土区岩土工程措施,其实施依据就是冻土基本特性及力学性能。

四、我国冻土地区工程建设中的岩土工程

冻土作为一种特殊土,既有其有利可资利用的一面,又有对工程建设不利必须进行病害预防与改造的一面。如前所述,冻土不同于其他土体的一突出特点是对温度变化十分敏感,在温度变化过程,冻土的结构、构造及强度将产生重大变化,并产生冻胀、融沉等病害现象。另一方面,由于冻土在较低负温下有较高强度及良好的隔水性能,可资利用为储藏及防渗材料,甚至支挡材料。由于工程实践水平所限,我国冻土区岩土工程建设主要集中于冻土岩土工程预防和改造方面,而对其利用尚十分有限。

(一)冻土地基防护工程

岩土工程建设中冻土的主要危害表现在冻胀与融沉,受其影响,可使房屋地基产生不均匀沉降、墙体开裂、路面鼓丘、翻浆、桥基与涵洞破坏、渠道冻胀破坏及管线断裂等,冻土防治及改造的目的任务在于,预防冻土天然状态的改变或消除其危害产生的根源,避免冻土工程危害的产生。目前,建立在热量、水分、力和土质四大因素控制和调节基础上的各种冻土预防措施已在世界上许多国家蓬勃发展起来。

防护措施常用于坚硬的含少量或不含未冻水的冻土地基土层,其方法主要包括通风基础、垫高地基、铺设隔热层、各种热桩及强制循环制冷桩的应用。

1. 架空通风基础

架空通风基础类型是将建筑物通过桩、柱抬升隔离地表,通过埋置通风管道或预设隔热垫层,使建筑物不能和地表直接接触,以期达到冻土地基不改变其原始温度条件而得以维持其稳定性。对于大多数建筑物,架空净空距离应不小于 0.6m,而对大型建筑物,架空空间应适当加大。这样,在夏季,地基土层由于上层建筑物的遮阴作用不易融化,而在冬季,通过寒冷空气在架空空间内的流通,可进一步冷冻地基土层。在大多数情况下,如果架空空间得以良好的建设和维护,地基土上层建筑物在使用期间是安全的。

2. 填土通风管基础

填土通风管基础常应用于如油罐、仓库等各种类型的建筑物。对于小型工程,通风管系统可由简单的水平平行排列的一系列管道组成,管道的两端必须开口,以利于空气流通。对于大型建筑物,尤其是建筑于年内较高气温持续时间较长地区的建筑物,有必要使用风扇促进管内空气流通,以保证足量空气进行建筑物和地基的热消散。在夏季,可将通风管道口堵塞,阻止热空气进入,达到保温目的。

3. 粗颗粒土垫高地基

年均气温低于 0℃的冻土地区,大多数建筑地基可采用粗颗粒(通常为砾石土)垫高地基,通常,垫高地基超出建筑物外围至少 3.0m。其作用是提供施工操作面、平整场地,更重要的是可阻止热量导出原始冻土地基,以保证其冻土状态。值得指出的是,多数情况下,在采暖建筑物下,粗颗粒填土并不能十分有效地阻止热量扩散入冻土地基,这时,应考虑结合隔热层使用架空基础。

4. 保温隔热层

保温隔热层,要求材料为具有一定刚度的土工织物类材料或泡沫类材料,且使用期间不吸湿(防潮性)。如果材料在建筑使用期间出现明显的裂缝或防潮性较差,则其绝热性能将很快丧失。通常隔热层常使用于地板,以阻止建筑物热量散入冻土地基。

5. 冻土地区的桩基础

由于桩基可隔离上层建筑与冻土的直接接触，且于其间易于设置架空空间及铺设绝热材料，因此桩基础是冻土区建筑采用相对较为广泛的基础型式。桩的类型包括木桩、H 型钢桩、钢管桩、混凝土预制桩及钻孔灌注桩等，承载力可由桩端或桩周冻结粘附力提供。

木桩是早期较为常用的基础型式，如加拿大北部地区曾广泛应用木桩作为复杂条件冻土区重型建筑物的基础，但出于造价及生态保护方面的考虑，在我国木桩是不应提倡和推广的。

H 型钢桩常用于需提供较大的水平和垂向荷载的情况下，这种桩在打入过程中对冻土的热扰动最小，但在建立过程中需考虑土的类型、冰含量、温度、桩形、重锤大小及桩—能转换特征等因素。

钢管桩也是广泛应用于冻土区的一种桩类型，如果必要，还可在其中充填水泥或砂土而增加其承重能力。同时，由于其中空的特点，也可在其中设置冷却设备用于后期冻土冷却改良或采取补救措施。

钢筋混凝土预制桩在前苏联和我国应用较广，在加拿大北部较少使用。预制中可将其横断面制成圆形、方形、H 形或多边形。应用该类桩时，应对其抗拉强度进行仔细验算，因冻土的冻胀力极可能使其断裂而引发建筑物的破坏。此外，应用预应力混凝土预制桩常可取得良好的效果。钻孔灌柱桩应用于大片多年冻土及岛状融区地区时，混凝土应采用负温早强型。当桩端持力层含冰量大时，应在冻土与混凝土之内设置厚度为 300～500ｍｍ 的砂砾石垫层。

桩及与之类似的柱形基础在冻土区引水渠道中也是常用的基础类型，即将引水槽抬升隔离地表，以预防渠道冻胀及冻土条件变化。但应用该类基础时，如对冻土未进行改造或按传统方法施工，桩、柱常会产生冻胀冻拔破坏，如黑龙江省五常县解放后共建渡槽 54 座，主要采用桩或柱两种基础形式，现已有 40 座遭不同程度的冻害破坏。桩、柱冻拔力主要由切向冻胀力组成，其次为端部的法向冻胀力。切向冻胀力，是桩、柱基周围土体在冻胀过程中，由于基侧表面与土的冻结作用，对桩、柱基产生的一种上抬力。目前对于切向冻胀力解释有两种观点：一种认为其由桩(柱)—土之间的冻胀束缚所致；另一种认为是由桩(柱)—土之间的冻胀粘结破坏后冻土沿桩(柱)滑动的冻土残余冻附力(或摩擦力)所表现。基于前种观点，所计算得到的切向冻胀力要比后者多得的大数倍之多。前种观点对大多数典型情况是适合的，但在一些特殊条件下，如在活动层中非冻胀敏感性冻土覆于冻胀敏感性土层之上时，其所得结果不尽可靠。对于钢桩，尤其是中空即管中未加充填的钢管桩，应用该观点会过低地估计切向冻胀力。用后一理论，在大多数情况下较为安全，但可能会将桩长设计过长。

6. 热桩

热桩是一种特殊类型的桩，通过自身相转换或强制循环致冷消散土体中热量，故其能够将土体内部的温度降低，因此在改善冻土地基、防止冻土融化下沉和冻胀及提高地基稳定性方面，是极好的处理手段。美国曾在阿拉斯加输油管线的工程中，较好地利用了热桩，使多年冻土的稳定性大大提高。我国铁道部科学研究院西北研究所也曾将热桩有效地应用于青藏公路涵洞的稳定性方面，效果良好，俄罗斯广泛地应用热桩处理多年冻土地基的融化下沉问题。

热桩根据致冷方式可分两类，即自冷桩和强制冷桩。自冷桩只在外界空气温度低于土温时才起作用，其可分为单相桩和两相桩两种。

单相桩以管桩内充灌的液体(煤油、水—乙醇或三氯乙烯)或气体作为传热介质，通过对流换热机制降低土温，为无压系统。两相桩则以管桩内充灌的冷液(如氨或丙烷等)作为换热介质，通过致冷液汽化—凝结相转换机制降低土温，与单相桩相比，两相桩具有较高热效率，但因其为有压系统，必须防止致冷液泄漏。

强制循环制冷桩需外部能量及机械强制制冷剂,如不冻液或冷空气,这种桩可常年有效或只在冬季有效。

除上述保护冻土天然状态,预防冻土冻胀、融沉的工程措施外,对防止基础和结构物冻胀破坏,还可采取增加基础荷载及基侧单位压力、基础周围铺设防冻填料及加强基础锚固等措施,对融沉也可通过加大基础埋置深度予以预防。

(二)冻土地基改造工程

冻土地基改造的宗旨主要是消除其冻胀和融沉特性,以保证工程建设的正常完成和有效运营。

1. 冻土地基防冻胀工程措施

研究结果表明,冻结过程中水分迁移和冰分凝作用是产生冻胀的直接因素,在冻胀性影响因素(土颗粒大小、矿物成分、土体含水量及水源补给状况、冻结条件、外荷及交换性盐基等)中,土颗粒大小、含水量及水分补给状况是主要因素。地基防冻胀工程措施的实施途径是消除冻胀因素或降低其影响力。目前采用的方法主要有以下几种。

1)换填法

对于冻胀的研究迄今近 70 年,但人们仍然根据土的颗粒粒径及级配情况进行土冻胀性评判。试验表明,在土颗粒粒径大于 0.1ｍｍ 的饱和粗颗粒土中,土体仅具有微弱的冻胀性,而随着粗颗粒土中细颗粒含量的增大,其冻胀性则不同程度地增大,颗粒粒径为 0.002～0.05ｍｍ 的土具有最大的冻胀性。基于这一规律,换填法在冻土改良中是最为广泛采用的工程措施。换填法即用粗砂、砾石等非或弱冻胀性的土体材料置换天然地基的冻胀性土,以消除或削弱天然地基的冻胀性。

对于换填材料土颗粒粒径的控制,根据中科院原冰川冻土研究所的试验结果,粗颗粒土中粉、粘粒含量应控制在 12％为妥。美国和日本以通过 0.074ｍｍ 含量来控制换填料中的细颗粒含量。同时,为增强换填防冻胀效果,采取有效的排水措施是十分必要的。

2)物理化学法

物理化学法是利用交换阳离子及盐分对冻胀影响规律而改良冻土地基的一种方法。其主要包括加入一定量的可溶性无机盐的人工盐渍化,用憎水物质(石油产品或其他化学表面活性剂)及用聚合剂或化学分散剂使土颗粒聚集或分散等方法。对于物理化学法,一般认为其是防治土体冻胀最有效和最有前途的一种方法,因该法简单易行,材料来源广泛,也比较经济,前苏联和美国在较多的试验和实际应用上都取得了成功,但该法的主要缺点是有效期短,特别是人工盐化法、经过 2～4 个冬季的脱盐后,其防冻胀效果会显著降低。为延长盐渍化的有效时间,前苏联于 60 年代开始试验综合盐渍化法(人工盐渍化和地基分层动力夯实相结合),这种方法在试验中取得了较好的效果。值得一提的是,随着物理化学法延长防冻胀效果的研究,这种方法将更广泛地被应用到路基及其他轻型建筑地基处理中。

除上述两大类主要的冻土地基改良工程措施外,近年来已有人研究将土工织物应用于冻胀防治。在国外,近年来美国寒区研究与工程实验室也对应用土工织物毛细阻隔层减小冻胀进行了试验研究,但目前还未得到系统的防冻胀评价结果。在我国根据水利部松辽水利委员会科学研究院的试验,表明试样在有充分的水源补给时,无土工织物土的冻胀量大于有土工织物土的冻胀量。由于土工织物一方面可阻隔毛细水,另一方面对土体具加筋作用,因此对其试验与实际应用有待进行深入研究。

2. 冻土地基防融沉工程措施

对于冻土地基热融沉降的防治，从改良土体的角度主要有两个方面：一是通过剥离土层或其他工业融化方法对冻土进行预融，预固结；二是类似于防冻胀的工程措施，即用纯净的粗颗粒土换填富冰冻土或含土冰层，以直接消除或消弱土层的融沉。此外，工程中也可采取多填方、少挖方的方针，以尽可能避免对冻土的扰动破坏。

冻土区岩土工程设计与施工中，冻土预防与改造并不是独立实施的。实际工程中，应结合具体工程条件综合应用预防与改造工程措施。如根据青藏高原多年冻土区 214、227 国道研究与施工认为：冻土路基工程要严格遵守保护冻土与环境的原则，多填少挖，尽量减少对天然冻土的扰动。在保护冻土方面采用铺设保温层、块石通风路基；在厚层地下冰埋藏路段，若路基回填料属粗颗粒砂砾石，要先在基底回填一层粘性土；不易排水的沼泽路段基底要回填砂砾石作为隔离层；在地表水流活动较频繁路段，其基底不得回填粗颗粒砾石（防渗）；凡路基使用硬质保温材料，保温层下均要求各有一层砂性土或粘性土为过渡稳定层，不得与卵砾石层直接接触。此外，路基工程要做好防、排水措施，防止路基两侧积水，严格防止地表水对路基及基底的直接冲刷和融蚀；不良冻土路段要加设保温护坡、护道，实践证明它具有保温和防水的双重效果。

（三）冻土利用中的岩土工程

尽管冻土由于其特殊的物质组构及温度敏感性给人类工程经济活动带来了诸多不便，但由于冻土在较低的负温下具有较高的强度，土颗粒之间为冰所胶结使其具有良好的隔水性能以及冻土内温藏有丰富的冷能，因此天然冻土在岩土工程中可以在以下几个方面得以直接利用。

(1)基于冻土的强度特性被直接作为各类建筑物的地基；

(2)基于冻土的隔水性能，冻土可做为坝体防渗层，如 50 年代我国东北水利科学研究所曾做了利用冻土作为坝体隔水芯墙的试验，以后又有单位力图把冻土作为路基冻结核内的填料；

(3)基于冻土的冷源，建立地下冷库和实验室的例子已有许多；

(4)基于冻土的高强度及防水等综合特性，建立冻土区废物掩埋处理。对此国内已有人开展这方面的研究工作，但对于低温下垃圾降解行为和效果仍需进一步研究。

五、冻土地区边坡与挡墙工程

（一）冻土地区边坡与档墙工程

如前所述，冻土地区岩土工程中尽量采取‘少开挖，多填方”的设计与施工原则，但天然斜坡的存在及不可避免的开挖造就的人工边坡，在工程建设的影响下，冻土原始热平衡状态受到了改变，冻土上限下移，在融化期内正融土抗剪强度值降低而不能抵抗滑体的下滑，形成滑塌，防治滑塌是冻土边坡稳定的主要问题。

冻土滑坡主要有两种类型：其一是当坡角较大、不易形成较厚融土层时，在软硬悬殊的分界面处发生塌滑，此时滑动面为冻融交界面；其二是当坡角较小，融土层较厚时，滑动面将在融土层内。

目前，防治滑塌主要采用保温与排水工程措施。保温的目的是使在坡顶、坡坎处修建房屋以及边坡开挖对多年冻土的热干扰达到最小，保温层可采用粘性土草皮、换填粗粒料层及其他覆盖保温层，保温层厚度应根据热工计算确定。

由于边坡土层渗入地表水时，含水量加大，抗剪强度值降低，并带给冻土热量，加速冻土融化，使边坡的滑动可能性增大，因而需设置坡顶排水系统、坡面滤水层、坡脚防渗层及排水沟，

以防止多年冻土上限由于水的浸入而引起大幅度滑塌、破坏。

(二)冻土区挡墙工程

多年冻土区挡土建筑的修建,改变了原地面的热平衡条件,在墙背形成新的多年冻土上限。夏季,由于冻土融化,作用于墙背上的作用力为土压力;在冬季,季节融化层冻结,冻结土体对挡土墙产生水平冻胀力。土压力与冻胀力交替循环作用,是多年冻土区挡土建筑物工作的特点。因此,冻土区的挡墙受力变形远较融土区复杂。

冻土区挡土墙变形监测资料表明,冻土挡墙的变形特点为:初冬时,由于气温降低,土体产生收缩(土体未冻结),土压力减小,墙体产生向后的变形。在稳定冻结开始后,水平冻胀力产生,并随冻深的增加,冻胀力加大,墙体产生向前的变形。因此,减小水平冻胀力便成为冻土区挡墙维护需考虑的最主要问题。

水平冻胀力大小主要取决于墙后土体的冻胀特性及地下水状况,此外,还与墙体对冻胀的约束程度有关,如果墙体可以自由变形,便可以消除水平冻胀力的产生。因此,减小水平冻胀力的措施可以从以下几个方面考虑:

(1)土体改良措施。即改变墙背填土的性质,使它不产生或产生小的冻胀;或采用隔热层使墙背后土体季节融化层的厚度减小,从而减小有效冻胀带的厚度,减小水平冻胀力。

(2)排水措施。即通过疏干墙背土体中水分减小土体冻胀性,从而减小水平冻胀力。

(3)

臂式挡墙等,以适应土体冻胀变形。应尽量避免采用重力式挡土墙,因其适应变形的能力最差,对冻胀约束严重,冻结土体产生较大水平冻胀力而极易使墙体破坏。

(4)施工方法。应采用尽量减小施工热干扰的施工方法,尽量在冬季施工,并加快施工进度,减小工作面暴露时间,从而减小季节融化层厚度以达到减小冻胀力的目的。

综上所述,采取减小水平冻胀力的工程措施原则是:尽量保护冻土的原始状态,消除冻胀产生的因素;采用柔性结构以适应冻胀变形,从而减小水平冻胀力,维持挡墙工作的稳定性。

六、冻土地区岩土工程研究展望

如本节绪言所述,我国多年冻土区面积占据了我国国土面积的 22%,而其中大部分分布于西北青藏高原地区,随着寒区经济的发展,尤其是西部大开发战略的实施,工程经济活动客观上要求深入研究冻土区岩土工程理论与实施,预计在未来的冻土区岩土工程研究中,主要开展以下几个方面的工作。

(1)全球气候不断增温过程中,冻土的退化及对工程的影响研究。

(2)冻土区人类工程经济活动与冻土环境相互作用研究。冻土地区是生态环境脆弱性和敏感性地区,在生态环境日益得到广泛重视的情况下,人类经济活动对冻土环境的影响是摆在西部大开发面前的战略性课题,值得深入、广泛地开展研究。

(3)进一步深入开展冻土的物理性质、力学行为研究,为岩土工程建设提供良好的基础理论支持。

(4)冻土的物理、化学性质及力学室内外测试及仪器方法的标准化和规范化研究及现场测试仪器的研制。

(5)新型防渗、防冻胀、防融沉材料、复合地基及新技术的研制推广与应用研究。为解决冻土区工程病害开辟新的途径。

(6)结构—冻土间相互作用研究,为深化从结构角度解决冻土工程病害奠定基础。

第四节　干旱沙漠地区风沙土的工程特性及应用

一、我国干旱沙漠和沙漠化土地分布范围

中国沙漠、戈壁和沙漠化土地总面积为 $160.7\times10^4km^2$,其中,沙漠(地)总面积为 $68.4\times10^4km^2$,主要分布在新疆、甘肃、青海、宁夏及内蒙古等省区。有流动沙漠 $44.6\times10^4km^2$,半固定沙漠 $14.4\times10^4km^2$,固定沙漠 $9.4\times10^4km^2$。习惯上,把分布在半干旱地区和半湿润地区的沙漠统称沙地,分布在干旱地区的直呼沙漠。由于地理位置和环境条件的不同,风沙土的工程性质有少许差异,但总的特征差别不大。

中国的沙漠化土地除了少量因沙漠流沙扩张、压埋类型的分布在沙漠外围外,绝大多数是在气候条件异常变化的基础上,植被遭受人为的破坏,使土地失去保护,风直接吹蚀土壤,逐渐沙化或砾质化,显现类似沙漠、戈壁的景观。沙漠化土地随沙漠化程度的不同,工程性质有很大差异,沙漠化初期其原生土的工程性质没有多大变化,随着沙漠化程度的加深,沙化层加厚,所埋藏的原生土逐渐失去意义,最后,我们所面对的就是完全的风沙土了。中国的沙漠化土地主要分布在北方 17 个省区和西藏自治区。

二、国内外沙漠岩土工程的研究与发展

总的来说,不论国外国内,沙漠岩土工程研究和发展都还处在非常初级的阶段,甚至可以用“空白”来形容。这是因为沙漠地区开发的难度,使开发沙漠资源的投入往往远大于获得;即便是到了世界能源匮乏的现代,人们也只是考虑怎样在最短的时间内尽快获得资源(主要是石油、天然气、煤炭),而很少考虑永久性的基础建设。因此,至今人们在沙漠地区进行的工程仍以风沙灾害的防治工程为主,即通过工程的或生物的措施减少气流中的输沙量,削弱近地表层的风速,延缓或阻止沙丘的前移,以达到减轻或避免风沙危害的目的。

对沙漠地区工程建设来说,除了防治风沙危害外,还有沙漠地基处理问题和沙漠沙就地利用作建筑材料的问题。这两个问题都需要深入研究沙漠沙的工程性质,针对其特殊性,采取相应措施。对于前一个问题,见于国外报道的沙漠油田地基处理方法不外乎夯实、桩柱、灌浆、换土等方法。另一方面是从设施本身想办法,例如对油罐采用钢筋混凝土圆板、环状及大块式基础。

沙漠岩土工程的研究发展与沙漠地区的开发和工程建设是密不可分的,与该地区的社会经济条件有很大关系。国外的沙漠工程多见于中亚、阿拉伯半岛、北非、澳大利亚、南亚印度河下游等广泛分布沙漠的地区。

由于技术条件限制,早期的沙漠工程多建筑于固定或半固定沙丘及片状、斑状流动沙丘,地基处理相对较简单,首要考虑的问题是风沙防治。直到在高大的流动沙丘上进行工程建设时,地基土的问题才突显出来,成为首要必须解决的问题。因此,沙漠岩土工程问题只会出现在以流动沙丘为主的沙漠。世界上以流动沙丘为主的沙漠主要分布在中国西北(塔克拉玛干沙漠,巴丹吉林沙漠,腾格里沙漠),阿拉伯半岛(鲁卜哈利沙漠和内夫得沙漠),北非的撒哈拉等地区。

(一)国外的研究情况

世界上最早的沙漠工程可追溯到19世纪末。通过沙漠地区的第一条铁路干线是俄罗斯的阿什哈巴德铁路,该线始建于1880年,1898年全线竣工通车,这条铁路全长300多公里,大部分穿行在奇里—玛麦德、卡拉库姆、克泽尔库姆等沙漠地区。这些沙漠是以固定半固定沙丘为主,植物生长良好,沙漠物质主要是河流的冲积物,与卡拉库姆与阿姆河冲积物、克泽尔库姆与锡尔河、阿姆河冲积物有关,由于地基土是河流冲积物,岩土工程问题较为简单,当时对风沙防治也不太重视,直到积沙掩埋铁道,发生数次脱轨事故,才开始风沙防治的研究。随后修筑的其他铁路沙漠段也是如此,如塔什干铁路,土尔克斯坦—西伯利亚铁路和奥伦堡尔克铁路等。

在北非,撒哈拉沙漠流沙沙丘地呈片状分布在砾漠、石漠和干燥山地之间,纵贯北非的交通线都是尽量绕避流动沙丘,从流动沙丘之间的间隙和边缘通过。这些公路绝大部分建筑在工程性质极为良好的砾漠、石漠地基土地面,没有不良工程地质问题。

阿拉伯半岛的鲁卜哈利沙漠位于半岛的东南部,面积为56×10^4km^2,是世界上面积最大的流动性沙漠,以面积广大、沙丘高大(200～300m)和形态复杂而著名。中东是世界上最大的产油区,许多油田位于沙漠之中,一些公路干线贯穿流沙区(吉达到达曼的东西向高速公路),但对风沙土的岩土工程性质研究起步较晚。80年代以前,研究工作多集中于沙漠的地貌形态,地质成因,风沙的防治,固沙方法及沙漠中盐沼土的工程性质,直到80年代初,风沙土的岩土工程性质才被人们重视。Saad Ali Aiban总结了阿拉伯半岛岩土工程建设中主要存在的问题:(1)尽管采取了一些必要的防治措施,沙漠公路路面仍然出现洼陷和沉降;(2)
较高和具有开放的结构，风沙土和盐沼土有高溶陷性;
藏浅，改变了风沙土的压缩性，也可导致细颗粒流失迁移;
异性引起的不均匀沉降;
(6)
见怎样解决的报道。

阿拉伯半岛国家对固结风沙土处理地基的研究较多。由于盛产石油,石油和沥青普遍用于固沙,但用于处理地基时存在强度低而不稳定,在低载荷时地基易变形且有流变现象,只能用于一些通行量较低的道路。三轴及无侧限压缩试验表明(Dunn, Salem,1971)用阳离子沥青乳液处理后的风沙土,粘聚力提高较大,但摩擦强度(内摩擦角)低于未经处理的风沙土。后来,在沥青中加入15%的硫磺(Fatani, Sultan 1982),或者加入不同含量的石灰、水泥(Ai-Abdul et al.,1989)以提高地基的强度。其他的固结方法主要为加入波特兰水泥和碳酸钙粉末,风沙土中加入2%的波特兰水泥,干重度可达17.19kN/m^3,养护14天后,粘聚力增加到61.3kPa,内摩擦角为41.2°,而未经处理的风沙土粘聚力为0,内摩擦角为42.5°,表明使用固结剂只能提高风沙土的粘聚力(Saad Ali Aiban,1994)。

(二)我国的研究情况

我国第一第通过沙漠的铁路是集(宁)二(连浩特)线,该线于1954年修筑,1956年通车,线路的地基土基本上是风蚀戈壁。在该线里程259.4～266.6km处有一段7.2km的半固定性沙漠,地表为厚约30～60cm的粉砂质土,略呈红色,部分有粘土夹层,地面遍生野草,灌木,植被覆盖较好。此外尚有为数不多的小沙丘,沙丘流动性不大。粉砂质土下面是中砂、粗砂或钙质砂,降雨降少,地下水埋藏较深,地基土性质良好。竣工于1958年的包兰铁路,六次穿越腾格里沙漠东南缘的流动沙丘,延长线达40km,但当时的重点是风沙防治,对地基土的工程性质

研究不够重视,研究较为简略,一些工程地质研究工作甚至是在通车30年后做的。包兰铁路的防沙工程是十分成功的,开创了在流动沙丘上防沙治沙的范例,为我国,也为世界上在流动沙丘上进行工程建设提供了成功的经验。由于有沙坡头防治风沙的成功经验,我国陆续修筑了一些穿越沙漠的交通线,铁路有:干武线、吉兰泰支线、京通线、集通线、神朔线、青藏线;公路有毛乌素沙地和阿拉善地区的公路。这些交通线经过的沙漠一般以固定半固定沙后为主,地基土的工程性质都与下伏的非风积物有关,工程性质较好,地基处理比较简单。因此,虽然沙漠工程较多,但风沙土的力学性质研究较少,这方面的理论得不到发展。

塔克拉玛干沙漠岩土工和工作也是紧紧围绕在沙漠地区的工程建设进行的,分两上阶段。80年代末,物探表明在南疆塔克拉玛干沙漠腹地蕴藏着丰富的油气资源。1989年塔中1号井喷出高产油气,1992年发现塔中4号大型储油构造。随着沙漠腹地油气勘探工作的大规模展开,必须打通一条贯穿沙漠的公路,以缩短勘探物资运输距离,使常规车辆得以正常通行,才能保证塔中大规模石油勘探开发建设的进行。第一阶段是紧紧围绕沙漠公路的修筑展开的。经过论证,1990年,由中国石油天然气总公司牵头,组织中国科学院、铁道部和中国石油天然气总公司下属的17个单位参加的《塔里木沙漠石油公路工程技术研究》国家"八五"科技功关。功关项目分为:(1)沙漠公路选线;(2)防沙治沙;(3)路基路面结构;(4)筑路技术;(5)沿线水文地质和工程地质;(6)塔里木河水文分析和大桥选址;(7)沙漠公路环境影响评价七个专题进行。经过试验路段的修建,塔里木沙漠公路工程项目于1992年3月开工,1995年9月全线建成通车。由于沙漠公路大部分穿行在高大的流动沙丘上,地基土问题较为复杂,处理路基采用了大功率振动压路机压实,土工布加筋;大量采用的土工布砂砾基层结构,施工简便,强度可靠,路基稳定,符合"强基薄面"的设计原则,在国内沙漠地区首次大规模使用。部分路段进行了化学材料和水泥固沙技术加固地基。沙漠公路研究试验与建设过程,对我国的沙区岩土工程研究起到了促进作用,使干旱沙漠岩土工程研究取得了质的飞跃。

塔里木沙漠公路通车塔中以后,很快在塔中探明了塔中4号亿吨级油田,塔中地区的工作重点自然的转移到沙漠油田地面建设方面,塔里木沙漠工程也进入第二个阶段。中国石油天然气集团公司在"八五"后期列项,由中国科学院兰州沙漠研究所和新疆生态地理所进行《塔中沙漠腹地环境监测和生物防沙绿化试验》,并把《沙漠石油工程技术研究》列入总公司"九五"科技攻关项目,由中国科学院、中国石油天然气集团公司所属5家单位和西安建筑工程科技大学承担。项目除了继续进行沙漠公路防沙、路面新结构、筑路新材料研究和沙漠油田防沙、绿化、生态环境改善的努力外,还重点列入了油田地基基础处理、建(构)筑物防腐,以及沙漠超细沙就地利用(混凝土砂浆砂等)技术措施,近一二年内就会有成果。

三、干旱沙漠岩土工程特性

(一)干旱沙漠区的主要岩土类型

沙漠是自然环境演化的结果,其岩土类型复杂多样。有反映地质历史时期环境的河湖相冲积砂、淤积土,与干旱环境有关的盐渍土,与风力活动有关的固定风积沙、流动风沙土,这些土的工程性质差异较大。而风沙土,即不断地被风力所搬运、沉积的一种地基土类型,其岩土工程性质最特殊,地基性质最复杂,在沙区的各种类型的土中所占比例较大,是干旱沙漠区独有的一种特殊性土,是干旱沙漠岩土工程的研究重点。

由于气候地带性差异以及沉积环境、发育历史不同,沙漠风沙土的成分、机械组成不尽相同,岩土工程特性也千差万别,主要规律是:(1)半湿润、半干旱地区因有一定的降水,淋溶条件

较好，沙土层的钙质成分较少，极端干旱地区降水极少，缺乏降水淋溶，沙漠沙中有大量钙质成分；(2)愈靠近戈壁风源区（在中国是中蒙边境风大而多）的沙漠沙颗粒粗、分选性好、平均粒径大，远离戈壁风源的沙漠沙沉积特征反之。

南疆塔里木盆地的塔克拉玛干沙漠深居欧亚大陆内部，气候极端干旱；封闭的盆地地形和大气环流形势使细粒物质就地反复沉积。这些造就了塔克拉玛干沙漠风沙沉积物和风沙土岩土工程性质的特殊性。但由于我国沙漠风沙土岩土工程性质研究结合塔里木沙漠公路和沙漠油田地面工程建设才刚刚起步，下面只能结合穿越塔克拉玛干沙漠的公路和沙漠腹地油田附近的有限资料，进行阐述。

(二)风沙土的物质组成、结构及物理性质

1. 化学成分

风积沙土中常量元素 SiO_2 占绝对优势，含量一般大于 60%，最高可达 82%，其次为 Al_2O_3、CaO，Fe_2O_3 等，含量在 1%～10% 之间。化学元素的分布与沙源物质的化学成分有极大的关系，与沙源物质相比，SiO_2 增加，Al_2O_3、CaO，Fe_2O_3 等减少，反映风沙活动对风沙土的物质成分的改变。某些含 Al、Fe、Ca、Mg 的矿物（角闪石、辉石、橄榄石等）稳定性不好、硬度小，在风沙活动中易分解，而极稳定、硬度大的石英则富集。

干旱地区风沙土中的盐分含量较大。据测定，我国西部干旱荒漠地区沙漠土的易溶盐含量：流动沙丘为 0.031%～0.082%，半固定沙丘 0.048%～1.32%，固定沙丘 0.047%～4.00%。塔中油田平均为 0.06%。降雨降少，缺乏淋溶条件有利于碳酸盐的积累，干旱区的风沙土一般富含 $CaCO_3$，流动沙丘为 4.0%～4.6%，而固定沙丘则更大，为 4%～10.5%，塔中油田风沙土的 $CaCO_3$ 含量为 8.1%～12.5%。碳酸钙的含量，对土的工程性质影响较大。

塔克拉玛干沙漠风沙土的化学成分，见表 10-4。

塔克拉玛干沙漠风沙土的化学成分　　表 10-4

取样地点	取样位置	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	K_2O	Na_2O
塔中油田	新月形沙丘背风坡	65.51	8.53	2.28	7.40	1.62	2.08	2.25
		64.82	8.42	2.34	7.95	1.75	2.02	2.26
	新月形沙丘迎风坡	67.97	9.21	2.30	6.07	1.47	2.29	2.46
		68.82	9.12	2.21	5.69	1.41	2.31	2.46
		69.11	9.28	2.29	5.26	1.39	2.39	2.43
		67.25	8.73	2.29	6.61	1.59	2.17	2.31
		67.09	8.84	2.22	6.50	1.55	2.21	2.39
	垄间粗沙平地	63.34	8.37	2.54	8.28	1.86	2.06	2.21
		65.39	9.00	2.54	7.66	1.82	2.15	2.34
		68.80	9.15	2.44	5.96	1.49	2.32	2.44
塔河冲积平原	复合型横向沙丘	69.61	6.85	1.75	9.12	1.65	1.99	2.11

2. 风沙土的矿物成分

根据对我国各个沙漠所取样品分析，风沙土的矿物成分主要以轻矿物为主（$G_s < 2.85$），

含量达到了98%、重矿物($G_s>2.85$)仅占2%左右，在轻矿物中又以石英(13.6%)、长石(正长石3.9%、斜长石39.1%)为主，占轻矿物含量的80%，岩屑占9.4%，云母含量较少。

3. 风沙土的机械组成

风沙土处在干旱的自然环境中，长期受风力吹扬，颗粒较细，分选良好，颗粒粒径基本集中在0.5～0.05mm之间，为同一数量级，粉砂和粘粒含量极少。

我国各个沙漠的风成沙的分选程度都属良好，分选度要比非风成沙好，粒径以塔克拉玛干和科尔沁沙地的风成沙较细，毛乌素沙漠和巴丹吉林沙漠的风成沙相对较粗。风成沙在粒度上的这种差异，首选与地理位置、风力状况，包括风力吹扬改造的程度和风力吹扬的时间有关，风力改造的时间愈长，粉粒和粘粒的含量逐渐减少，细沙含量增加，分选程度愈来愈好，但绝对粒径变小；其次，与下伏沙漠物质的性质有关，也与长期所处的地貌部位有关。不同地貌单元上粒度成分略有不同，以塔中油田为例：在新月形沙丘在背风坡，颗粒粒径在0.25～0.05mm之间的占到了97%～99.5%，而迎风坡这一粒级的含量占80.3%，中砂(0.5～0.25mm)增多，占18%。丘间粗砂平地上，细砂和极细砂占66%，中砂占12.1%，粒砂和极粗砂占15%，粗粉砂占5.77%。风沙土的粒度差异还与植被覆盖度有关，覆盖度增加，粉粒粘粒沉积机会增多，被吹扬的机会减少，因此固定半固定沙丘的细粒含量相应增加。粘粒细粉粒在土体中起着非常重要的作用，首先它是砂粒粉粒所形成的孔隙的充填者，可以增加土的密度(风成沙密度一般为1.46～1.60t/m^2，而古河流冲积砂密度可达1.8t/m^3)。其次粘粒粒径非常小，比表面积大，静电吸引力也较大，成为砂粒良好的粘结剂，聚集在砂粒之间的粘粒可以增大砂粒之间的胶结力及摩擦强度，力学强度有所提高。

风沙土的不均匀系数 C_u 一般小于5，曲率系数 C_c 一般小于1.5。从工程观点看，土的级配不均匀($C_u\geq5$)且级配曲线连续($C_c=1\sim3$)的土，为级配良好的土，不能同时满足上述两个条件的土，为级配不良的土，因此从这个条件看，风沙土属级配不良的土。

风沙土的颗粒组成，见表10-5。

风沙土的颗粒组成　　表10-5

地点	取样位置	粒径组成(粒径：mm)(%)						平均粒径 M_d(mm)	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c
		2.0～1.0	1.0～0.5	0.50～0.25	0.25～0.1	0.1～0.05	0.05～0.01			
塔中油田	新月形沙丘背风坡	0	0	3.03	36.31	60.46	0.20	0.093	1.48	0.83
		0	0	0	16.17	83.39	0.43	0.080	1.45	1.04
	新月形沙丘迎风坡	0	0.44	21.87	27.27	49.50	0.93	0.132	1.69	0.97
		0	0.33	11.57	37.07	50.53	0.50	0.109	1.59	0.82
		0	2.50	32.93	24.89	38.44	1.23	0.154	2.64	1.05
		0	0.93	12.27	28.70	57.07	1.03	0.107	1.55	0.85
		0	0.17	11.70	25.00	63.14	0.00	0.095	1.43	0.88
	垄间粗沙平地	6.48	4.83	0.47	9.53	72.07	6.63	0.082	1.37	1.07
		0.24	10.70	16.63	4.20	59.37	5.86	0.127	1.36	1.02
		7.30	15.97	19.37	12.24	40.30	4.84	0.173	5.38	0.29

续上表

地点	取样位置	粒径组成(粒径:mm)(%)						平均粒径 M_d(mm)	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c
		2.0～1.0	1.0～0.5	0.50～0.25	0.25～0.1	0.1～0.05	0.05～0.01			
塔里木沙漠公路	L150.8沙丘迎风坡	0	17.52	4.12	26.15	48.17	4.00	0.106	1.79	0.82
	L172沙丘顶部	0	0	0.04	71.43	28.53	0	0.113	1.59	1.43
	L176.8垄间平地	0	22.95	1.15	19.01	48.42	8.46	0.092	1.84	0.87
	L189.7高大沙山顶部	0	0.27	79.54	20.18	0	0	0.127	2.34	1.30

4. 沙粒的形状和表面形态

在显微镜下观察,风沙土颗粒形状有如下特征:(1)有较好的磨圆度,颗粒多呈次圆、圆状和次棱角状,棱角状极少见,以塔中为例,各个地貌形态的风沙土的颗粒,次圆、圆状和次棱角状约占85%,而棱角状仅占15%;(2)棱角状的颗粒棱角钝化、圆化,无尖锐的棱角,磨蚀作用明显;(3)风沙土颗粒在空气介质中搬运相互碰撞,使其表面形态多麻点、划痕和坑穴。

风沙颗粒形状和表面形态直接影响其压缩性和抗剪强度。

5. 风沙土的工程分类

风沙土按细粒土的三角分类法分类为砂土中的细砂土。

由于各部门进行砂土分类的目的和侧重点不同,所制定的综合分类规范还没有统一,常用的主要有原水电部法,ASTM 和 AASHTO 法,用三种分类法分类的塔中沙土如10-6所列。

塔中沙土综合分类表　　表10-6

土样编号	水电部法	ASTM(D-2487)	AASHTO(788)
A1-2	ML	SM	A-2-4
A2-1	ML	SM	A-4
B1-1	SP	SC	A-2-4
B1-2	ML	SC	A-2-4
B2-1	SP	SC	A-2-4
B2-2	ML	SC	A-2-4
B3-1	ML	SC	A-2-4
C1-1	ML	ML	A-2-4
C2-1	ML	ML	A-4
C2-2	SP	SC	A-4
D1	SM	SC	A-2-4
D2	ML	ML	A-5

在不同的分类法中,由于分类标准不同,两种分类法中的土类并无一一对应关系,本表所

提供的只是初步的分类,仅供在工程实践中参考使用。

(三)风沙土的工程性质

1. 比重

风沙土的比重与土中所含矿物的比重及含量有关,应该是土中所含各种矿物比重的加权平均值,室内测定的风沙土比重,见表 10-7。

风沙土物理性质　　表 10-7

地　点	取样位置	比　重	平均密度 (g/cm³)	孔隙比	$\rho_{d\,max}$ (g/cm³)	$\rho_{d\,min}$ (g/cm³)	Dr
塔中油田	新月形沙丘背风波	2.69	1.41～1.45	0.848～0.881	1.685	1.39	0.24
	新月形沙丘迎风坡	2.68	1.47～1.62	0.576～0.752	1.70	1.42	0.38
	垄间粗沙平地	2.68	1.45～1.60	0.696～0.740			
沙坡头	格状沙丘迎风坡上部	2.66	1.72	0.63			
			1.67	0.62			
	格状沙丘迎风坡下部		1.55	0.79			
			1.57	0.74			

由表可以看出,塔中油田风沙土比重在 2.68～2.69 之间,平均值为 2.68,沙坡头风沙土的比重略小,为 2.66。比重只与矿物成分有关,因此与风沙土的沙源物质也有关系,各个沙漠风沙土的来源不尽相同,比重也有差别。但对同一地区来说,不同地貌形态的风沙土的比重基本相同,反映了风力活动对土中的矿物的混合均一化作用。

2. 密度、孙隙、相对密度

密度和孔隙比是土体的两个十分重要的物理参数,是评价土体力学性质的重要指标。风沙土极其松散,难以取得原状样,天然密度可用环刀在野外直接测定。风沙土属松散单粒结构,其天然密度取决于比重、粒径、分选程度及砂粒排列堆迭方式。比重越大,颗粒越粗,分选性越差,排列愈紧密,则天然密度越大,反之,则密度越小。

风沙土的密度与其所处的地貌部位有很大的关系。由于不同地貌部位的风力状况有很大差异,风沙活动时刻影响着各个地貌部位风沙土的粒径、风选程度、砂粒的排列堆迭方式。在背风坡,砂粒沉积快速堆砌,并且没有经受动力作用,粒砂有架空现象,形成松散的单粒结构。在迎风坡及平地,由于风力给予的风压和颗粒之间的撞击挤压力,砂粒排列比较密实,在局部地貌部位可达到密实状态(线性沙垄的背部)形成密实单粒结构。因此,风沙土的密度一般是迎风坡大于背风坡,侵蚀区大于堆积区。

风沙土的相对密度在 0.24～0.38 之间,背风坡和丘间平地的堆积区为疏松状态,迎风坡和丘间平地的侵蚀区为中密状态。

表层风沙土的密度与地貌部位有关,离散性较大。但在埋深 1～2m 范围内,由于自重力的挤密,密度变化较小,基本上在 1.50t/m³ 左右。

3. 风沙土的击实性

由于天然状态的风沙土的干密度较小而孔隙比较大,不能直接作为地基。为使地基有高的承载力及较小的变形,在工程中常常通过压碾、夯打、振动等方法,使地基土达到最大的干密度和最小的孔隙比。试验表明,风沙土的压实性与含水量和压实方法有关,但击实曲线比黄土、粘土等细粒土复杂。在风沙土的击实曲线上,在含水量为零时或接近零时(含水量小于

1%),干密度有极大值,随着含水量的增加,干密度逐渐降低,在含水量为2%~3%时,干密度有极小值。含水量继续增加,干密度也随之增加,当含水量为8%~10%时,干密度增加到另一个极大值,此时的含水量为最优含水量。当含水量再增加,干密度则又降低。因此,击实曲线上有两个极大值和一个极小值,干密度为极小值时的含水量为最不利于击实的含水量,这个最劣含水量,沙坡头为1%~3%,塔里木沙漠公路为2%~4%,在此含水量下,压实密度最小,仅为1.60~1.63g/cm³,只有最大干密度的96%。对比含水量为零和为最优含水量时的最大干密度,塔里木沙漠公路两者基本相等,而沙坡头则是含水量为零时的干密度大于最优含水量时的干密度。

石油工程技术研究院等单位所测的风沙土击实曲线,见图10-6。可以看出风沙土的击实曲线上有两个峰值,表明风沙土在完全干燥状态和最优含水量,都可通过击实达到最大干密度。在实际工作中,最优含水理不易控制,而风沙土处于干燥状态,含水时接近零,工程实践中是压实干沙土。对于锤击和振动两种击实方法的击实效果,振动法对击实干燥、松散的风沙土更有效。干燥的风沙土颗粒间无粘聚力,在振动波的作用下产生惯性力,沙粒发生相对位移,在惯性力和自重力共同作用下,沙粒达到最佳平衡位置,使风沙土达到最密实状态

图10-6　风沙土的击实曲线

(a)塔里木沙漠公路(石油工程技术研究院);(b)塔里木沙漠公路(新疆交通科学研究所);(c)沙坡头(赵性存)

4. 风沙土的自然休止角

自然休止角是土堆积过程中所能达到的最大的坡角,是土体流动性的表征。试验表明,风沙土的自然休止角与内摩擦角极为接近。风沙土的自然休止角与密度、粒径级配、颗粒形状、矿物成分等因素有关。

塔中风沙土自然休止角与内摩擦角关系,及与粒径关系,分别见表10-8和表10-9。

塔中风沙土自然休止角与内摩擦角关系

表10-8

土样编号	自然休止角	内摩擦角
A1-3	33°47′	33°07′
B1-2	34°34′	33°24′
B2-2	34°20′	33°13′

塔中沙土自然休止角与粒径关系

表10-9

粒径范围(mm)	自然休止角
2～0.25	35°44′
0.25～0.125	34°00′
0.125～0.1	34°09′
<0.1	36°58′

自然休止角是设计边坡的一个极为重要的参数。野外调查表明,新月形沙丘的背风坡坡度接近自然休止角,其值在29.5°～31°之间,边坡设计应以实际调查值为标准设计值,一般不应超过30°。

5. 沙土的力学性质

1)压缩性

塔中风沙土的压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ 一般在0.01～0.04MPa^{-1}之间,属低压缩性土。背风坡平均为0.0225MPa^{-1},迎风坡为0.0217MPa^{-1},粗沙平地为0.02MPa^{-1},不同地貌部位的压缩性差别很小。沙坡头风沙土的压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ 为0.0611～0.0714MPa^{-1},塔里木沙漠公路的压缩系数小于0.01MPa^{-1},都属低压缩性土。土的压缩性与矿物成分因素和颗粒形状因素等有关,风沙土主要矿物成分为石英长石,云母含量极少,颗粒磨圆度较高,压缩变形速度快,在预压和低载荷下,磨圆度较好的颗粒能够迅速重新排列,产生较大的应变,孔隙比减少量较大,在载荷为100kPa时,孔隙比减小了2%～4%,而在以后的逐级加压中,孔隙比减小量不到0.4%。因此风沙土极容易压实,压缩性较小,压实后,地基的沉降量相应也较小。

2)抗剪强度

风沙土的抗剪强度试验结果如表10-10所列。内摩擦角最大为39.3°,最小为32.5°,c值最大为9.1kPa,最小为2.1kPa。

风沙土的力学性质试验结果表

表10-10

地点	取样位置	压缩模量		抗剪强度		
		压缩系统 $a_{0.1-0.2}$ (MPa^{-1})	压缩模量 $E_{s0.1-0.2}$ (MPa)	试验方法	粘聚力 c (kPa)	内摩擦角 (°)
塔中油田	新月形沙丘背风坡	0.0225	92.36	自然快剪	7.4	34.2
	新月形沙丘迎风坡	0.0217	97.52		4.7	34.2
	垄间粗沙平地	0.02	78.085		2.1	32.5
塔里木沙漠公路	ρ=1.43g/cm^3	0.0011	18.0		0	33.3
	ρ=1.50g/cm^3	0.00062	27.8		0	37.0
	ρ=1.60g/cm^3	0.00046	35.7		0	39.2
沙坡头	铁路北	0.0714			9.1	35.0
	铁路南	0.0611			5.4	39.3

风沙土的抗剪强度与一般的土体有一定的差别。影响风沙土内摩擦角的主要因素是:密度、粒径级配、颗粒形状、矿物成分。对风沙土来说土体愈密实,磨圆度愈差,则颗粒间的咬合

作用愈强,内摩擦角愈大。反之,土体疏松,磨圆度好,则咬合作用力弱,内摩角愈小。例如,塔里木沙漠公路,风沙土密度为 1.43t/ m^3 时,内摩擦角为 33.3°,密度为 1.60t/ m^3 时,内摩擦角为 39.2°。河流冲积砂颗粒磨圆差,内摩擦角在 39°~40°,风沙土磨圆好,内摩擦角在 32.5°~39.29°。

土体的粘聚力取决于土粒间的各种物理化学作用力,对于干燥松散的风沙土来说,胶结作用力和毛细水作用力不存在。因此,风沙土的粘聚力为 0。但一些试验结果中,测出了粘聚力 c 值,c 值一般为 2.0~9.3kPa。一些学者在研究砂砾石、卵石等的抗剪强度也得出了相同的结果:即在理论上无粘聚力的砂砾石在试验中得到了 c 值。试验所得的 c 值并非真正的粘聚力,而是颗粒之间交错镶嵌与连锁作用产生的抗剪强度,应称为结构力。塔中风沙土所测试出的 c 值与风沙土的双对数坐标下概率累积曲线的斜率 k 和分选系数 S_{os} 有较好的相关性:相关方程为 $c = -0.6716 - 2.9616k$,相关系数为 -0.834; $c = 9.7955 - 3.5622S_{os}$,相关系数为 -0.851,反映了风沙土的力学性质与微观结构(粒度结构)之间有内在的关系。

由于风沙土无凝聚力,且在压实时,密实程度、粘聚力不会增加,整体性很差,这一点与一般的土体有很大的区别。

6. 风沙土地基的承载力

与其他类型土的地基相比,风沙土地基的承载力低,变异性很大。风沙土地基的承载力与地貌部位、风沙土的密实程度和埋深有很大的关系。

根据在塔中进行动力触探和标准贯入试验结果,在大尺度地貌形态为纵向复合沙垄时,在埋深为 0.6~4.2m 内,地基承载力为 100~175kPa,埋深 3.5~11.5m 内,地基承载力为 190~260kPa。在大尺度地貌形态为丘间平地时,在埋深为 0.6~3.2m 内,地基承载力为 100~180kPa,埋深 2.5~7.6m 内,地基承载力为 175~220kPa,在埋深为 6.7~15m 时,地基承载力可达 245~360kPa。

(四)风沙活动对风沙土工程性质的影响

沙漠地区特殊的地理环境不仅形成了风沙土这种特殊性质的土,而且又时刻影响着风沙土的工程性质。风沙活动作为沙漠地区的主要地质营力,对风沙土的工程性质影响如下:(1)风力吹扬并带走了风沙土中的粘粒、粉粒,风沙土的填隙物质减少,不利于风沙土胶结及提高密实度,风沙活动使颗粒总体上变细(绝对粒径),而细砂的工程性质较差;(2)风沙活动塑造了颗粒形态,使颗粒互相摩擦,有较好的磨圆度,自然休止角较小;(3)风沙活动使沙丘移动,风沙土不断处于扰动状态。塔中沙丘每年前移 3~5m,从工程地角度看,沙丘都是新近堆积甚至是正在堆积的,土体尚未达到固结稳定状态。

四、我国干旱沙漠地区工程建设实录

我国穿越沙漠地区的交通线有数十条之多,但存在地基问题的较少,比较著名的有包兰铁路沙坡头段和塔里木沙漠石油公路,下面以这两个例子来说明我国在干旱沙漠地区中岩土工程成就与发展。

(一)包兰铁路沙坡头段

包兰铁路是华北通向西北的一条非常重要的干线铁路。包兰铁路在宁夏境内的中卫至干塘段,六次穿越腾格里沙漠东南缘的流动沙丘,总长达 40km。其中迎水桥至孟家湾的沙坡头段长 16km,流动沙丘起伏最大,地基土及防沙问题也最突出。

1. 地理、地质概况

沙坡头地处腾格里沙漠的东南缘,面临黄河,深居西北内陆,在气候上具有高温、干燥、多风的特征,自然条件十分恶劣。本区年平均降水量为186.2㎜,年际变率较大,最多达304.2㎜(1958年),最少仅88.3㎜,年内降水量分布很不均匀,主要集中在7～9月,占全年降水量的60％以上,年蒸发量达3 000多㎝,为降水量的15倍,相对湿度平均为40％,最低不到10％,尤其春夏时期十分干燥。年内平均风速为2.8m/s,大于5.0m/s的起沙风每年可达200多天,最大风力达11级,主风向为西北,沙丘总的移动方向是东南。沙坡头段沙丘高大,全为格状流动沙丘,沙丘整体推移速度为2～3m/a,格状沙丘由西北向东南倾斜,呈阶梯状分布,沙丘主梁呈新月形沙丘链形态,相对高度为15～20m,主梁间距50～150m,向东南移动速度一般为0.5～2.0m/a,副梁相对高度3～5m,间距50～100m,向东南移动速度为3～6m/a。

2．岩土工程性质

沙坡头的风沙土颜色呈灰黄色—棕黄色,矿物成分以石英为主,长石、云母次之,由于经过长期的风力作用,砂粒的磨圆度较好,一般呈浑圆状和次圆状。粒径在0.01～0.25㎜的约占90％,其中以0.05～0.25㎜的细砂占多数,一般都在60％以上,缺乏粉粒的粘粒,颗粒较细,质地均匀,在工程地质上分类属细砂。风沙土比重为2.66,密度在1.55～1.72t/m^3之间,孔隙比在0.62～0.79之间。土体松散、绵软、压缩性较低,压缩系数在0.0611～0.0714MPa^{-1}之间,属低压缩性土,较易于压实。内摩擦角在35.0°～39.5°之间,颗粒间无粘聚力,自然休止角在28°～32°之间,可以作为设计边坡的依据。年内土体的天然含水量比较稳定,埋深20～200㎝内平均为2.31％～6.15％。

3．路基结构及防护

风是沙区的主要地质营力,对沙丘的地形地貌的形成与演化起着决定作用,从工程地质角度看,风沙的风蚀堆积是沙区的不良工程地质现象之一,沙区风力强劲,为防止路基风蚀及积沙,路基形式必须符合风沙运动规律,适应沙区的自然环境,为此,专门对沙坡头段铁路路基形式进行过实验研究。

通过实验及实地调查,就路基形式而言,不挖不填和路堑地段最易积沙。路堑由于含沙气流受阻时在路堑内形成涡流,风速显著降低,气流中沙粒在堑内沉降,堆积在路堑的坡角,逐渐掩埋道床危害行车安全。路堤是较好的断面形式,当风沙流遇路堤阻挡时,首先堆积在坡角及边坡上,不会立即掩埋道床,对行车安全影响较小,路堤积沙后,可藉风力吹散,清沙工作也极为简便。沙坡头段沙丘起伏较大,路堑形式是不可避免的,相应在路堑两侧设置积沙平台,其宽度视风沙活动强度而定,迎风坡侧为2.00m,背风侧为1.00m。

风沙土无粘聚力,路基边坡易遭风蚀而出现坑洼、空穴,影响路基稳定性。因此,必须对路基进行防护,防护方法主要为卵石、碎石和粘土覆盖防护。先用粒径大于10㎝的卵石栽砌成1m×1m的方格,方格内铺一层粒径小于6㎝的砾石,具有就地取材,坚固耐久的优点,粘土防护层厚15～20㎝,敷在路基边坡上,拍压紧密。

由于当时的施工技术条件限制,地基处理主要采用了夯实的方法,夯实机械是一些较简陋的工具。风沙土颗粒间无粘聚力,松散,较一般土体易于夯实,干沙的夯实效果优于湿沙,夯实后的密度要求达到最佳密度的90％以上。实践表明,当沙子的含水量在5％以上时,采用联动打夯机的效果较好,夯重75kg,夯底面积30㎝×30㎝,分层夯实,每层厚30㎝,夯实密度可达1.65t/m^3。当含水量在2％左右时用拍板效果较好,拍板重4～5kg,由带有长约1.5～1.6m竹片的方形坚硬木块组成,硬木块底面积为150㎝×30㎝,使用时一人双手握竹柄将夯扬起2.0～2.5m,然后向下拍打,由于竹柄富于弹性,向下拍打时产生冲击震动,使沙子密度增大,

分层夯实，每层厚 20cm，夯实密度可达 1.60t/m³。

虽然路基的防护工程可以保障铁路安全运行，但时间一长，沙积问题也比较严重，并且两侧的沙丘在风力作用下逐渐前移，掩埋道路。因此，对铁路两侧的流动沙丘必须进行防护固定，防护宽度依照风力状况和地形地貌而定，一般上风侧路北地势较高，为 500m，路南为 200m，主要防护方式是机械沙障和植物固沙，防护带外侧设置防沙栅栏，防护带内扎设 1m×1m 和 1m×2m 的方格沙障，不留空隙，避免就地起沙，方格内可栽种固沙植物。

(二)塔里木沙漠石油公路

塔里木沙漠公路北起轮南油田，并通过轮东路连接 314 国道，南北穿越塔克拉玛干大沙漠，南至民丰县恰汗与 315 国道相连，全长 522km，穿越流动沙丘地段 446km，是世界上通过流动沙丘段最长的公路。

1. 自然地理概况

公路沿线地势平缓，最低点在塔里木河大桥，海拔高程为 930m，最高点在终点民丰，海拔 1 400m，平均比降为 0.94‰。塔里木盆地深居大陆内部，三面环山，属极端干旱的大陆气候，降水在时空上分布极其不均匀，四周多，中心少，且集中在 5～8 月，多以阵性降水为主，很不稳定。根据设在塔中的气象站观测，1995 年 7 月至 1998 年 6 月三年时间，年均降水 24.7mm，年均蒸发量高达 2 827.8mm，气候极为干燥。年平均气温 12.07℃，一月份平均气温 -8.4℃，7 月分平均气温 28.0℃，绝对最高温度为 44.1℃，绝对最低气温 -23.9℃，年温差为 68.9℃，沙面最高温度可达 75.3℃。

公路沿线盛行风向为东北风，年内平均风速为 2.43m/s(塔中)，大于 6.0m/s 的起沙风平均每年累积可达 886 小时，瞬时最大风速达 19.0m/s，沙丘总的移动方向是西南。沙丘高大，塔里木河冲积平原的主要沙丘类型为复合型新月形沙丘和横向沙丘，相对高度 20～30m；经复合型弯状沙丘过渡，中南部由高大纵向复合型垄状沙丘和丘间低平地构成地貌骨架，相对高差最大达到 80m。高度 1～1.5m 沙丘的整体移动速度在塔河平原为 5～7m/a，塔中达 7～9m/a。

2. 工程地质概况及岩土类型

根据公路沿线的地形地貌，地质构造，岩土类型及工程性质，水文地质条件，物理地质现象将地基土工程地质条件进行分区。

Ⅰ区：轮南小区至肖塘，全长 76.3km，为塔里木河现代冲洪积平原区，岩土类型主要为冲积砂、淤积土、风沙土。

Ⅱ区：L76-131，全长 55km，为塔里木古河道摆动区，分布有横向沙垄及新月形沙丘链，沙丘一般矮小，古河道生长有稀疏的胡杨林，岩土类型主要为：冲积砂、淤积土。

Ⅲ区：L131-L147.5，全长 16.4km，为丘间谷地，分布有大面积盐渍土的弯状沙丘区，岩土类型主要为盐渍细风沙土。

Ⅳ区：L147.5-L442，全长 294km，为高大复合纵向沙垄，岩土类型主要为风沙土。

Ⅴ区：L442-L522，全长 80km，昆仑山北水系的冲积区，岩土类型主要为冲积砂和风沙土。

3. 地基土的岩土工程性质

塔克拉玛干沙漠风沙土的颗粒粒径在我国各大沙漠中相对比较细，粒径在 0.05～0.25mm 的颗粒约占 70%～98%，平均粒径为 0.08～0.173mm，不均匀系数多在 1.25～2.64 之间，曲率系数为 0.82～1.43，质地均匀，分选性好，属级配不良的土。颗粒的磨圆度较高，以次圆状和次棱角状占大多数。风沙土比重为 2.68，自然状态下，平均密度为 1.41～1.62t/m³，孔隙比在0.576～0.881之间。压缩性较低，压缩模量为 18.0～97.52MPa 之间，属低压缩性土，

较易于压实。内摩擦角为 32.5°～39.2°,颗粒间无粘聚力,但存在一种颗粒之间交错镶嵌与连锁作用产生的力,其值在 2.1～7.4kPa 之间。自然休止角与内摩擦角较接近,平均在 33°左右。土体的天然含水量很低,表层吸附含水量小于 0.1％。

4. 路面结构及地基处理

经过多种方案反复试验比较,选定了土工布砾石路面结构作为流动沙漠地区筑路的基本路面结构。土工格栅砂砾路面结构和 NS 材料稳定砂路面结构作为备用路面结构,并已应用于沙漠油田井场道路和场地。

土工布砾石路面结构:40mm 沥青混凝土、100mm 级配砾石上基层、100mm 天然砂砾下基层、土工布、风沙土地基。风沙土地基土的含水率大部分在 1％以下,采用干沙先振动碾压 2～3 遍,再静压 1～2 遍,平均压实度为 0.91～0.95,最大干密度为 1.68t/m^3。

土工格栅砂砾路面结构:45mm 沥青混凝土、100mm 天然砂砾、土工格栅固沙、风沙土地基。土工格栅加砂砾基层压实质为 0.96。

NS 材料稳定砂路面结构:45mm 沥青混凝土、25mm NS 材固沙、风沙土地基。压实度为 0.92～0.94。

5. 公路两侧的防沙体系

塔里木沙漠公路防沙中广泛采用以草方格沙障固沙和尼龙网栅栏阻沙为主的机械防沙体系,公路的防沙体系结构为:上风侧草方格宽度为 70～110m,草方格外 10～15m 设置尼龙防沙网,下风侧草方格宽度为 30～70m,草方格外 10～15m 设置尼龙防沙网或栅栏,草方格的规格为 1m×1m。外露草头高度一般为 17～20cm。为了降低运输成本,材料就地取材,扎制草方格和(部分)栅栏的材料利用附近的芦苇,扎制前对芦苇进行碾压改性。实践证明,机械防沙方法的防风蚀效果还是十分显著的,降低风速的效果主要由草头出露高度决定,因此草方格防沙有一定的有效期,随着受阻沙在栅栏基部的堆积,阻沙栅栏高度降低、效益衰退,通过栅栏沉积到草方格中愈来愈多,草方格的草头高度愈来愈小,降低风速的效果迅速降低,使整个机械防沙体系的功能也迅速衰退,所以要及时对栅栏进行维修,更换草方格,这需要花费较多的资金。所以,"九五"期间,沙漠公路防沙研究的重点是利用当地高矿化水栽培防沙植物,选择适宜沙漠腹地的树种,确立高矿化水灌溉制度,研究水盐动态及在这些条件下植物的稳定性,为以植物固沙替代机械固沙作技术准备,已经取得了骄人的成绩,在塔中沙漠腹地建成沙漠公路植物防沙示范带 6.4km,连同油田基地防沙带、育苗基地,在塔克拉玛干沙漠腹地已有人工绿地近 30hm^2。

五、风沙土地基的处理

风沙土具有承载力低、颗粒间无粘聚力、整体性差的特点。对风沙土地基处理主要是针对这些特点,在风沙土中加入其他材料,增大其粘聚力,增强整体性,提高地基承载力。根据风沙土的特殊性和工程需要,普遍采用土工合成材料加筋和加入其他物质固沙等处理方法。

(一)土工合成材料加筋

土工合成材料是一种新型的岩土工程材料,它以人工合成的聚合物,如塑料、化纤、合成橡胶等为原料,制成各种类型的产品置于土体内部、表面或各层土体之间,起加强或保护土体的作用。土工合成材料可分为土工织物、土工膜、特种土工合成材料和复合型土工合成材料等类型。其中特种土工合成材料包括:土工格栅、土工网、土工垫、土工室、模袋与土工泡沫塑料等,复合型土工合成材料是由上述各种材料复合而成。土工合成材料的功能是多方面的,主要有

过滤作用、排水作用、隔离作用、加筋作用、防渗作用和防护作用。在塔里木沙漠公路及塔中油田风沙土的地基处理中较多地使用了土工织物和土工格栅，主要是应用了其隔离和加筋作用。

(1)隔离作用：风沙土颗料细碎，承载力较低，尤其抗摩擦力较低，不能直接作为公路、临时道路及停车场地的地基，为此在其表层铺一层砂砾卵石进行处理，由于沙土和砂砾卵石二者结构不同，在外力作用下，卵石压入风沙土之中，风沙土潜入砂砾石孔隙，从而导致两者相混杂，失去两种材料结构的完整性或发生沙粒流失，发生地基沉降，降低地基的承载力。土工布可分隔上下层，防止两者混杂。

(2)加筋作用：土工织物和土工格栅都有加筋作用。根据土力学理论，土体都具有一定抗压和抗剪强度，但它的抗拉强度却极低，土体加筋后，以筋材作为抗拉构件，分隔上下土体，限制土体的侧向变形，从而提高土体的抗剪强度，增强土体的整体性。土工织物和土工格栅还可起分散荷载和减小基层厚度的作用，可使车辆荷载通过该层后，得以分布均匀，传至地面的压力低于地基破坏荷载，从而减小通常所需的砂砾石填料厚度，降低工程造价。典型的加筋机理是准粘聚力，这一概念是根据以砂土和水平布置一层或多层的加筋砂土的三轴试验结果分析而提出的。在砂土样中布置筋材(一层或多层)，由于筋材与砂土之间的相互摩擦(咬合)，约束了砂土的侧向变形，相应地提供了一个侧向约束力 $\Delta\sigma_3$，相当于土的粘聚力的作用，称之为准粘聚力，其值为

$$c_p = \frac{\Delta\sigma_3 \quad K_p}{2}$$

式中：K_p——被动土压力系数；

$\Delta\sigma_3$——侧向约束力。

加筋只能提高粘聚力，但不能提高内摩擦角。

由于 c_p 是由筋材提供的，理论表明，c_p 与筋材的抗拉强度 R_f 和筋材设置情况 S_y(加筋层间距)及砂土的内摩擦角有关：

$$c_p = \frac{R_f}{2S_y} \quad K_p$$

在沙漠地区，土工织物和土工格栅加筋可应用于地基、路基处理，基坑开挖，挡沙墙等岩土工程建设中。

(二)化学固沙

固化法处理地基的原理是仿照土的成岩作用，在风沙土中注入或洒入化学固沙剂，使颗粒之间产生胶结作用力，使整个风沙土胶结成固体，增大粘聚力，以提高土体强度，减小变形和加强稳定性。常用的加固材料主要有：(1)粒状浆材(悬液)，包括水泥、粘土、石灰、沥青及其混合浆液或纯水泥浆、水泥粘土浆、水泥砂浆、水泥粉煤灰浆；(2)化学浆材，包括硅酸钠、氯化钙、氢氧化钠及高分子有机物环氧树脂、甲基丙烯酸脂、聚氨脂、丙烯酸胺、NS 固化材料、L—P 固化材料等。处理方法有灌浆法和喷拌法。灌浆法是通过注浆管把固沙剂注入地基的孔隙中以充填、渗透、挤密等方式，驱除颗粒间的气体及水分，并占据其位置，经过一定的时间后，浆液将原来松散的土颗粒胶结成一个整体，提高变形模量和力学强度。灌浆法可处理较深的地基，喷拌法主要用于处理前地基如路基、载荷较小的工业及民用建筑地基。

1. 水泥固沙材料

水泥是一种常用的建筑材料，水泥稳定土材料在我国作为筑路材料已广泛推广应用。水泥固沙在国外研究较多，有很多成功范例。但在我国水泥固沙作为地基土研究还是很小。

水泥的主要成分是 $3CaO \cdot SiO_2$ 和 $3CaO \cdot Al_2O_3$，$3CaO \cdot SiO_2$ 遇水发生化学反应，生成 $Ca(OH)_2$，$Ca(OH)_2$ 与沙中的 SiO_2 起作用生成硅酸钙等稳定结晶物，充填于沙粒之间，与沙粒一起结硬，起胶结稳定作用。

水泥固沙材料的抗压强度与用水量、水泥标号、掺量、养护条件、龄期及施工工艺等因素有关。在塔里木沙漠公路的水泥固沙试验结果表明：(1)在一定水泥用量下，水泥固结风沙土的强度能满足无机稳定类道路的基层与底基层强度要求；(2)水泥和用水量相同，固沙材料的抗压强度随着水泥标号提高而提高；(3)无论是那种水泥，适量的用水量不变，水泥固沙材料的抗压强度随着水泥掺量增加而提高：(4)在水泥掺量不变时，水泥固沙材料的抗压强度随其用水量增加而降低；(5)水泥固沙材料具有后期强度增长的特性，一般固沙材料 6 个月的强度是 7 天强度 2.5 倍以上，是 28 天强度的 1.6 倍以上。

水泥固沙长期力学性能试验结果，见表 10-11。

水泥固沙长期力学性能试验结果　　表 10-11

材料配比	各龄期抗压强度(MPa)				各龄期弯拉强度(MPa)				各龄期弯拉模量($\times 10^3$ MPa)			
水泥:沙:水	28天	3个月	6个月	1年	28天	3个月	6个月	1年	28天	3个月	6个月	1年
10:90:14	2.12	3.19	3.50	4.19	1.10	1.70	1.90	1.90	7.00	7.50	7.47	7.75
12:88:14	3.23	5.30	5.60	6.00	1.45	2.00	2.00	2.00	8.10	8.50	8.29	8.67
14:86:14	4.84	6.95	8.10	9.29	1.80	2.50	3.00	3.36	8.50	9.60	9.47	11.2

2. NS 固化材料

NS 系列固化材料是灰色粉末状无机盐类胶结材料，制造工艺简单，材料易取，无毒，耐腐蚀，收缩变形小，抗裂性好，抗冻融性能良好，密度在 2.6～3.0t/m³。随着激发剂种类和材料型号不同，NS 固化材料凝结时间可调，初凝时间在 30min～8h，终凝时间为 2～15h。

用 NS 固化材料处理后，风沙土固结体的强度与 NS 材料掺量、用水量和龄期等因素有关。固结体强度随着掺量的增加和龄期的增长而提高，随着用水量的增加而降低。普通型 NS 固化材料、风沙土和用水量比例为 16:84:12 时，28d 抗压强度可达到 3.49MPa，抗弯拉强度达到 1.65MPa，相应抗弯拉模量为 7.50×10^3 MPa。6 个月时，抗压强度可达到 5.36MPa，抗弯拉强度达到 2.16MPa，抗弯拉模量为 8.16×10^3 MPa。当 NS 材料掺量减小到 12% 时，28d 抗压强度降低至 2.62MPa，抗弯拉强度降为 0.90MPa，相应抗弯拉模量为 5.80×10^3 MPa。无论 NS 材料掺量多少，龄期为 1 年时，力学强度最高，龄期到 2 年时，力学强度略有降低。因此，用 NS 固化材料加固风沙土，完全能满足公路地基设计要求。固结风沙土压实后的最大干密度为 1.8～2t/m³，压实度也达到了 95% 以上。路基厚的可分层碾压，一般每层为 15cm 左右。用 8～10t 振动式压路机碾压，先静压一次，然后加大振频，以达到最大干密度。压实时，水质以 pH 值 7 左右为宜，一般洒水养护 2～5d 时，强度已增长较高。采用 NS 固化材料处理地基，NS 材料与风沙土拌和以集中机拌为宜，这样容易控制材料配比。

六、沙漠区岩土工程未来展望

随着西部大开发战略的提出施行，国家将在西部建设一批重点工程项目，其中一些工程将

涉及沙漠岩土工程,如:"西气东输"工程,将有一部分穿过腾格里沙漠,青新铁路格尔木至库尔勒段穿过柴达木盆地的沙漠和塔克拉玛干沙漠东缘,南疆线若羌经且末,民丰至喀什的铁路大部分经过塔克拉玛干沙漠的南缘,规划中的石嘴山到临泽的铁路穿过腾格里沙漠和巴丹吉林沙漠,塔里木盆地的油气的持续勘探开发,沙漠腹地的公路网络的建设,将对沙漠岩土工程研究提出更高更深的要求,沙漠地区的工程建设必将得到一个大发展。

未来的沙漠风沙土岩土工程将从三个方面发展:(1)继续沙区工程的沙害防治,除了在工程实践中探索新方法、新材料外,结合风蚀风沙运动规律研究的进展,进行固沙原理的深化研究,使固沙工程进入一个从感性到理性的飞跃;(2)随着沙区工程建设的飞速发展,沙漠风沙土施工边坡稳定性、地基处理、提高基础稳定性的方法研究,这些必须建立在对风沙土工程性质尤其是力学性质深入研究的基础上;(3)沙漠地区到处是细沙和超细沙,但往往缺少建筑用中粗沙,放着遍地沙子不能利用,而从沙漠之外运进材料是困扰沙漠工程的问题之一,所以要加强沙漠超细沙做为建筑材料(如沙浆混凝土材料)的研究。

参 考 文 献

第 一 节

[1] 刘祖典.黄土力学与工程.西安:陕西科学技术出版社,1997.

[2] 钱鸿缙,王继唐,罗宇生,张彦钧,涂光祉,师管孝,齐文浩.湿陷性黄土地基.北京:中国建筑工业出版社,1985.

[3] 冯国栋.土力学地基与基础.北京:中国工业出版社,1961.

[4] Павринов,В.Н.关于中国黄土的成因问题.科学通报,1956(11)

[5] Richthofen F.V.On the mode of origin of the loess. geol. mag. 1982(9)

[6] Герасимов,И.П.中国黄土及其成因.科学通报,1955(12)

[7] 孙万祥.宝鸡仝家崖遗址发掘工作获重大成果,将中国用砖史提前三四千年.西安晚报,2000.4.24

[8] 顾安全,高岱,楚华栋.综合报告(二),区域性土.第七届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1994.

[9] 关文章.湿陷性黄土工程性能新篇.西安:西安交通大学出版社,1992.

[10] 张宗祜.中国黄土及黄土状岩石.北京:地质出版社,1959.

[11] 刘东生.黄河中游黄土.北京:科学出版社,1964.

[12] 西北水利科学研究所.西北黄土的性质.西安:陕西人民出版社,1959.

[13] 刘东生.黄土的物质成分与结构.北京:科学出版社,1966.

[14] 常宝琦.黄土基本性质的研究.北京:科学出版社,1961.

[15] 黄土文集(第三辑).北京:铁道出版社,1959.

[16] 中华人民共和国建筑工程部部标准.湿陷性黄土地区建筑规范 BJG20—66.北京:中国标准出版社,1966.

[17] 中华人民共和国国家基本建设委员会批准.湿陷性黄土地区建筑规范 TJ25-78.北京:中国建筑工业出版社,1979.

[18] 第一机械工业部勘察公司.近代堆积黄土建筑性能的探讨.建筑技术座谈会技术资

料汇编.北京:中国建筑工业出版社,1973.

[19] 陕西省综合勘察院.我国黄土和黄土状土的特征及对其湿陷性质和承载力的评价方法.勘察技术资料,1973.

[20] 涂光祉.试论黄土地基的自重湿陷敏感性.工程勘察,1980.(2)

[21] 钱鸿缙,张迪民,王杰贤.动力机器基础设计.北京:中国建筑工业出版社,1980.

[22] 中国船舶工业总公司第九设计院等.隔振设计手册.北京:中国建筑工业出版社,1986.

[23] 王杰贤.黄土中桩基动力特性研究.海峡两岸土力学及基础工程/地工技术学术研讨会论文集,1994.

[24] 谢定义.土动力学.西安:西安交通大学出版社,1988.

[25] 巫志辉,谢定义,方彦.洛川黄土动变形强度特性研究.水利学报,1994(4)

[26] 谢定义.黄土力学特性与应用研究的过去、现在与未来.99 岩土力学与工程学术讨论会论文集,1999.

[27] 全国非饱和土理论与实践学术研讨会文集,1992.

[28] 中加非饱和土学术研讨会论文集,1994.

[29] 陈正汉.非饱和土固结的混合物理论.陕西机械学院博士学位论文,1991.

[30] 陈正汉,谢定义,刘祖典.非饱和土的固结理论.岩土力学新分析方法讨论会文集,1998.

[31] 杨代泉.非饱和土二维广义固结非线性数值模型.岩土工程学报,1992(增刊)

[32] 俞培基,陈愈炯.非饱和土的水气形态与力学性质的关系.水利学报,1965(1)

[33] 吴肖茗,刘国楠.土的吸力量测技术.非饱和土理论与实践学术研讨会论文集,1992.

[34] 谢定义,陈正汉.非饱和土力学特性的理论与测试.岩土工程研究.陕西机械学院岩土工程研究所,1993.

[35] 李未显,刁玉椿,陈仲颐.非饱和土吸力传感器的研制及应用.第七届土力学及基础工程学术会议论文集,北京:中国建筑工业出版社,1994.

[36] 刘奉银,谢定义等.非饱和土渗水渗气的机理与参数测试方法的探讨.西安公路交通大学学报,岩土工程专辑,1996.

[37] Unsaturated Soils. Proc of First A New Type of Triaxial Apparatus for International Conference on Unsaturated Soils, Paris, 1995.

[38] 张苏民,郑建国.湿陷性黄土(Q_3)的增湿变形特性.岩土工程学报,1990(4).

[39] 张苏民,张炜.减湿和增湿时黄土的湿陷性.岩土工程学报,1992(1).

[40] 齐吉琳.土的结构性及其定量化参数的研究.西安理工大学博士学位论文,1999.

[41] 谢定义,齐吉琳.土结构性及其定量化参数研究的新途径.岩土工程学报,1999(6)

[42] 高国瑞.黄土显微结构分类与湿陷性.中国科学,1980(12).

[43] 高国瑞.黄土湿陷变形的结构理论.岩土工程学报,1990(4).

[44] 张德华,白晓红.黄土湿陷性的微观研究.西部探矿工程(增刊),1996(8)

[45] 李大展,何颐华,隋国秀.Q_2 黄土大面积浸水试验研究.岩土工程学报,1993(2)

[46] 刘厚健,黄天石.蒲城 Q_2 老黄土的湿陷特性与评价.全国黄土学术会议论文集,新疆科技卫生出版社,1994.

[47] 谢爽.山西河津黄土地基自重湿陷的试验研究.西安冶金建筑学院,硕士论文,1990.

[48] 朱梅.山西河津黄土地基外荷湿陷的试验研究.西安冶金建筑学院,硕士论文,1990.
[49] 陈忠达.黄土湿陷性模糊综合判别的研究.西安公路学院,硕士论文,1990.
[50] 陈思泉.模糊数学在黄土工程分类中的应用.西安公路学院,硕士论文,1989.
[51] 肖静静.应用灰色理论评价黄土地基的湿陷性.西安建筑科技大学,硕士论文,1996.
[52] 甘肃省建筑科学研究所.自重湿陷性黄土土桩挤密地基的试验研究,1979.
[53] 杨鸿贵.土(或灰土)桩挤密地基的特性及应用.陕西建筑,1983.
[54] 《规程》编制组.灰土桩和土桩挤密地基设计、施工及验收规程,1983.
[55] 《地基处理手册》编写委员会.地基处理手册.北京:中国建筑工业出版社,1988.
[56] 顾安全,杨晓华,蒋卫,达曼赛纳.搅拌桩在黄土地区工业与民用建筑中的应用研究,1997.
[57] 顾安全,徐志飞.强夯法在湿陷性黄土地区的应用.第七届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1994.
[58] 司炳文.湿陷性黄土处理的新技术—DDC 技术.全国黄土学术会议论文集.乌鲁木齐:新疆科技卫生出版社,1994.
[59] 杨贵鸿.黄土地区钻孔夯扩桩挤密地基的设计及应用.陕西建筑,1999(3)
[60] 刘强,冯志,党智荣,郝增志.湿陷性黄土场地夯坑基础试验与研究.岩土工程师,1992(4)
[61] 黄雪峰,明文山,沈玮.夯坑法处理饱和黄土地基的初步探讨与工程应用.全国黄土学术会议论文集.乌鲁木齐:新疆科技卫生出版社,1994.
[62] 汤磊,陈正汉.用 BP 网络预估强夯有效加固深度.岩土工程师,1998(3)
[63] 汤磊,陈正汉,黄天石,隋国秀.人工智能在湿陷性黄土地基处理中的初步应用.全国黄土学术会议论文集,1998.
[64] 国家建委五局科研所(陕西建研所).西北地区爆扩桩的试验和应用,1970.
[65] 建筑科学研究院.天水某厂爆扩挤密桩的试验和应用,1972.
[66] 费鸿庆.陕西信息大厦超长钻孔灌注桩试验研究论文集.陕西省建筑科学研究设计院地基基础研究所等,1999.
[67] 燃化部煤炭规划设计院.自重湿陷性黄土对桩侧面负摩阻力的初步试验,1974.
[68] 第八冶金建设公司建筑科学研究所.湿陷性黄土地区桩基负摩阻力的初步研究.勘察技术资料,1974(6)
[69] 姚仰平,高永贵,韩昌.西安地区桩基静载荷试验资料汇编.西安:陕西科学技术出版社,1999.
[70] 赵学勐,陈运理.考虑垂直裂隙影响的均质黄土挖方边坡稳定性分析.土木工程学报,1981(3)
[71] 李云章等.土的碱液加固,1966.
[72] 涂光祉.应用氢氧化钠溶液加固自重湿陷性黄土地基.第三届土力学及基础工程学术会议论文集.北京:中国建筑工业出版社,1976(3).
[73] 冯连昌,郑晏武.中国湿陷性黄土.北京:中国铁道出版社,1982.
[74] Dov Leshbinsky and ka Ching San. Pseudostatic seismic stability of slopes design charts. J. of Geotechnical Engineering, No,9,1994.
[75] 陈祖煜.边坡稳定的极限平衡法和极限分析法.海峡两岸土力学及基础工程/地工技

术研讨会论文集,1994.

[76] 赵学勐.考虑垂直裂隙影响的均质黄土挖方边坡稳定性分析.土木工程学报,1981(3).

[77] 徐邦栋.滑坡稳定性判断的理论和方法.兰州滑坡泥石流学术研讨会文集.甘肃:兰州大学出版社,1998.

[78] 国家地震局兰州地震研究所,宁夏地震局.1920 年海原大地震.北京:地震出版社,1984(1).

[79] 王家鼎,张倬元.地震诱发高速黄土滑坡的机理研究.岩土工程学报,1999(6)

[80] 王恭先.面向 21 世纪我国滑坡灾害防治的思想.兰州滑坡泥石流学术研讨会文集.甘肃:兰州大学出版社,1998.

[81] 顾安全.隧道围岩力学.西安公路学院,1982.

[82] 黄土地下建筑技术条例.建筑技术通讯,1977(3)

[83] 方正昌.黄土洞室地层压力的统计分析.岩土工程学报,1981(1)

[84] 铁道部专业设计院、第一、二、三、四铁路勘察设计院联合调查组.铜王、包兰、兰新、陇海、宝成、武大、鹰厦等线涵洞和 U 形台调查报告,1961.

[85] 顾安全.上埋式管道垂直土压力的研究.陕西工业大学.研究生论文,1963.

[86] 清华大学.三家店水库廊道上土压力模型试验研究,1959.

[87] 清华大学.密云水库廓道土压力原型观测,1960.

[88] 铁路专业设计院.铁路桥涵设计规范—学习之二.铁路专业设计院,1962.

[89] 曾国熙.土坝下涵管竖向土压力的计算.浙江大学学报,1960(1)

[90] 顾安全.上埋式管道及洞室垂直土压力的研究.岩土工程学报,1981.

[91] 顾安全.高尾矿坝排洪管道垂直土压力的试验研究.第七届土力学及基础工程学术会议论文集,1994.

[92]折学森,顾安全.沟谷地形中埋设管道土压力的研究.西安公路学院学报,1989(4)

[93] 王晓谋,顾安全.上埋式管道垂直土压力的减荷措施.岩土工程学报,1990(3)

[94] 顾安全,王晓谋,折学森.上埋式管道及洞室垂直土压力的研究.海峡两岸土力学及基础工程/ 地工技术学术研讨会论文集,1994.

[95] 中华人民共和国冶金工业部.选矿厂尾矿设施设计规程,1984.

[96] 谢永利,顾安全.滑移线场理论在竖井散体地压中的应用.第三届岩土数值分析学术会议论文集,1988.

[97] 谢永利,顾安全.关于竖井散体地压的研究.西安公路学院学报,1990.

[98] 冯忠居,顾安全.大型沟埋式管道土压力的研究.岩土力学与工程论文集.西安:陕西科学技术出版社,1994.

第　二　节

[1] 李生林等著. 中国膨胀土工程地质研究. 南京:江苏科学技术出版社,1992.

[2] 廖世文. 膨胀土与铁路工程. 北京:中国铁道出版社,1984.

[3] 廖济川. 膨胀土抗剪强度的研究概况. 全国首届膨胀土科学研讨会文集,成才西南交通大学出版社,1990.

[4] 卢肇钧,张惠明. 非饱和土的抗剪彩强度与膨胀压力.岩土工程学报,1992 年第 3 期

[5] 吴肖茗,刘国楠. 土的吸力量测技术. 非饱和土理论与实践学术研讨会文集,中国土木工程学会土力学及基础工程学会,1992.

[6] 刘特洪. 工程建设中的膨胀土问题.北京:中国建筑工业出版社,1997.

[7] 刘振明. 试论膨胀土的力学分析方法. 第三届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会文集,中国力学学会岩土力学专业委员会,1988.

[8] Rredlund D.G and Raharodjo H. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Joha Willey and Sons. Lne. New York,517PP,1993(陈仲颐等中译本).

[9] 陈正汉. 非饱和土的应力状态与应力状态变量. 第七届全国土力学及基础工程学术会议论文选集,1994.

[10] 陈仲颐. 膨胀土体变的两种计算方法. 非饱和土理论与实践学术研究会文集,1992.

[11] Techrical committee of the Second international Conference on Unsaturated Saoils. Proceedings of the second international Conference on Unsaturated soils, International Academic Pubishers, Beijing,1998.

[12] 柯尊敬. 膨胀土筑坝. 第四届土力学与基础工程学术会论文集.北京:中国建筑工业出版社,1986.

[13] 孙钧,张德兴等. 渗水膨胀粘弹性围岩压力隧洞的耦合蠕变效应. 同济大学学报,1984 年第 4 期

[14] 城市建设环境保护部. 膨胀土地区建筑技术规范. 北京:中国计划出版社,1991.

[15] 陈孚华. 膨胀土上的基础 北京:中国建筑工业出版社,1979.

第 三 节

[1] 徐学祖.中国冻胀研究进展.地球科学进展,Vol.9(5),1994.

[2] 徐学祖,王家澄等.土体冻胀和盐胀机理.北京:科学出版社,1995.

[3] 徐学祖,丁德文等.冻土改造和利用有研究现状及展望.第四届全国冰川冻土学术会议论文选集,北京:科学出版社,1990.

[4] 陈肖柏,刘鸿绪.冻土改造和利用研究现状及展望.第四届全国冰川冻土学术会议论文选集.北京:科学出版社,1990.

[5] 陈肖柏,刘鸿绪.土冻胀研究现状及任务.第四届全国冰川冻土学术会议论文选集.北京:科学出版社.1990.

[6] 童长江,管枫年.土的冻胀与建物冻害防治.北京:水利电力出版社,1985.

[7] 吴紫汪,马巍.冻土强度与蠕变.兰州:兰州大学出版社,1994.

[8] 章金钊,李祝龙等.青藏公路冻土路基设计研究.公路(2),2000.

[9] 臧恩穆,吴紫汪(主编).多年冻土退化与道路工程.兰州:兰州大学出版社,1999.

[10] 童长江,吴青柏等.青藏公路沿线冻土环境工程地质评价及冻土工程处理.第五届全国冰川冻土大会论文集(上).兰州:甘肃文化出版社,1996.

[11] 王占区.土工织物对土冻胀的影响试验研究.第一届全国寒区环境与工程青年学术会议论文集.兰州:兰州大学出版社,1994.

[12] 隋铁龄,那文.季节冻土区挡土墙水平冻胀力的研究.第三届全国冻土学术会议论文

集.北京:科学出版社,1989.

[13] 朱强.刚性衬砌渠道冻胀防治设计.冰川冻土,Vol.15(2),1993.

[14] 赵由才,郭兴民等.寒区填埋场模拟实验—垃圾降解行为研究.冻土工程国家重点实验室年报(3),1993.

[15] 郭东信.中国的冻土.兰州:甘肃教育出版社,1990.

[16] G.H.Johnston. Permafrost Engineering Design and Construction. Hunter Rose Company Ltd. Canada, 1981.

[17] Theodore A. Hammer & Thomas G. Krzewinski. Design and Installation of a Pile Foundation in a Remote Area of Alaska. Cold Regions Engineering. Proceedings of the Fifth International Conference. American Society of Civil Engineering. New York,1989.

[18] A Ksenov V.I. & Bruskov A. V. Plastie Frozen (Sacine) Soil as Base. Permafrost, Proceedings of the Six international Conference on Permafrost. Beijing. China. 1993.

[19] Benard Nidowicz. & Yuri L. Shur. Russian and North American Approaches to Pile Design in Relation to Frost Action Permafrost. Proceedings of the Seventh International Conference on Permafrost. Yellowkinfe, Canada,1998.

[20] Korad J M & Morgenster N R. Prediction of Frost Heave in the Laboratory During Transient Freezing. Canadian Geotechnical Journal (19),1982.

[21] Wiuiam J. Vanool. Foundations for Permafrost and other problem soils. Cold Regions Engineering, Proceedings of the Eighth International conference on cold Regions Engineering. ASCE. New York,1996.

[22] Esa Eranti & George C.Ice. Cold Region Structural Engineering. Mc Graw - Hill Inc. New York,1986.

第 四 节

[1] 朱震达,吴正等.中国沙漠概论(修订版).北京:科学出版社,1980.

[2] 朱震达,赵兴梁等.治沙工程学.北京:中国环境科学出版社,1998.

[3] 陈广庭,冯起等.塔里木盆地沙漠石油公路沿线风沙环境的形成与演变.北京:中国环境科学出版社,1997.

[4] 赵性存等.中国沙漠铁路工程.北京:中国铁道出版社,1998.

[5] 兰州沙漠研究所沙坡头沙漠科学研究站著.包兰铁路沙坡头段固沙原理与措施.银川:宁夏人民出版社,1991.

[6] 中国石油天然气总公司塔里木石油勘探开发指挥部.塔里木沙漠石油公路.北京:石油工业出版社,1996.

[7] 吴正,彭世石等.沙漠地区公路工程.北京:人民交通出版社.1981.

[8] 盛安连.沙漠地区公路设计.北京:人民交通出版社,1996.

[9] 铁道部基本建设总局编.沙漠地区筑路经验.北京:中国铁道出版社,1961.

[10] KhanIK. Soils studies for highway construction in arid zones. Engineering Geology. 1982. 19(1):47～62.

[11] Stipho A S. Aeolian sand hazards and engineering design for desert regions. Q.J Engi-

neering Geology,1992.25(2):83～92.

[12] Al-Sanad H A, et al. Geotechnical properties of dune sands in Kuwait. Engineering Geology,1993:34,45～52.

[13] Aiban S.A. A study of sand stabilization in eastern Saudi Arabia. Engineering Geology,1994.38:65～79.

[14] 邵生俊,林颂恩.塔克拉玛干沙漠腹地岩土工程性质的初步揭示与分析.岩土工程学报,1997.19(4):94-99.

[15] 张颖钧.沙漠地区电气化铁路接触网支柱基础现场试验.岩土工程学报,1997.19(3):68～75.

[16] 朱腾明,张万昌等.塔中油田沙漠砂动力特性试验研究.岩土工程学报,1998.20(3):97～101.

[17] 石元奉.塔里木大沙漠工程地质勘察初步研究.水文地质工程地质,1993.(5).

第十一章　各类工程建设中的岩土工程

第一节　城市建设中环境岩土工程的发展

一、概述

随着人类的进步和社会的发展,对一切工程活动的评价标准也逐渐扩大和变化。过去主要是为满足个人和局部利益的需要,而进入近代社会,如果仍停留在局部的基础上,可能会得到适得其反的结果,非但得不到任何好处,反而损害了自身的利益。例如为了局部利益,盲目砍伐森林,破坏草地,造成水土流失,气候失调,土地恶化等,给人类自身带来更大的灾难。所以,当今社会,任何工程活动都必须增强环境意识,每个工程项目的设计不能只考虑自身的技术问题,还要考虑对大环境和小环境的影响,并受到其制约。因此,按照原来分工专业的知识,在新的要求面前,各自都显得力不从心了。岩土工程师必然要吸收其他的学科,如化学、土壤学、生物学、医学等其中许多内容来充实自己,使之成为一门综合性和适应性更强、跨专业的新学科,这就是环境岩土工程学形成的前提。

当今世界,人口增长过快;绿色屏障锐减;水源短缺,污染严重;土地退化和荒漠化;垃圾成灾;大气污染;生物物种不断消亡等一系列环境问题困扰,迫使人类意识到有自我毁灭的危险。这一问题受到了国际社会的高度重视,在国际土力学基础工程学会指导下成立了"环境岩土工程技术委员会"(TC5 Technical Committee on Environmental Geotechnics),这个委员会的任务是促进国际合作,收集和交流环境工程方面的岩土工程问题,定期召开学术会议,至1996年已召开了二届会议。在国际学术组织的推动下,逐渐形成了环境岩土工程这门全新的学科。

环境岩土工程学(Environmental Geotechnology)是岩土工程学科与环境学科密切结合的一门新学科,它与环境地质学(Environmental Geology)不同,前者的特点是运用岩土工程的观点、技术和方法积极为治理环境和保护环境的实用工程学,所以这门学科的视野十分广阔。国际学术界指出,岩土工程师的工作应在受理各种类型的废弃物、建造屏障系统、清除、回收及稳定技术等方面进行开拓。特别是对于人为危害和自然危害的问题应是本学科的主题。对于环境污染的问题,当前研究的三大课题是:

(1)关于污染行为的知识,特别是它们的可变性和污染的迁移问题;

(2)关于抗污染材料适用性的知识,为现场提供具有长期稳定以及监控和病后处理功能的构造单元和施工技术;

(3)污染物处理的安全和经济的期望风险的评估。

目前涉及的问题,根据自然危害和人为危害可归纳为两大类:

(1)大环境问题(自然危害),如洪涝灾害、震灾、土壤退化、区域性地层滑动等,其特点是自然环境与人之间的共同作用,也就是自然灾害对人类生存的威胁。

(2)小环境问题(人为危害),按人类活动的性质,又可分为生活和生产活动以及工程活动

两类。第一类如生活和生产活动产生的各种废弃物的污染及其处置;第二类工程活动危害如城市建设中引起对环境的危害,如抽汲地下水造成地面沉降;城市防洪;工程活动引起地层移动等。这类问题的动因主要是人类自身,人类的活动与周围环境的相互作用。

大环境与小环境问题之间并没有明确的界限,实际上许多大问题是由大量小环境被破坏而引起的,所以治理大环境也只有从整治小环境着手。例如,把大量未加处理的污染源堵住了,江河湖泊才会变清。所以,不论哪一类环境问题,重点都是在小环境的治理上。

城市中人口密集,工厂集中,工程建设频繁,人类活动对自然环境的破坏剧烈。随着人口的不断增长,我国城市化的速度也越来越快,城市建设中的环境岩土工程问题日益突出。从1978年到1988年6月,我国城市从193个猛增到407个,城镇也增加了一倍多,达到了11 103个。不少城市超负荷运载,出现了严重的"城市病"。所谓"城市病"就是人口高度集中,生产规模不断扩大,造成人们生存环境的恶化。其中与城市建设有关系的岩土工程问题,归纳起来有表11-1所列的12大内容。

城市建设中的环境岩土工程问题　　表11-1

环境危害	环境岩土工程主要研究项目
城市规划中应注意的环境灾害	1.海岸、河岸稳定及海水浸入 2.港口航道的淤塞 3.城市防洪及减灾 4.泥石流
城市建设和生产活动中的环境地质灾害	5.地面沉降和地面塌陷 6.地裂缝 7.浅层抽汲地下水 8.打桩挤土 9.深基坑开挖 10.地下掘进
城市废弃物的管理和处置	11.有毒有害物质的污染及管理 12.废弃物的处理

从表列内容可以看出,这些都是综合性的课题,涉及水利、地质、土木建筑以及医、农等领域。除此以外,不同城市所处的地理条件不同,面临的问题也不同,例如内陆城市土地荒漠化;山区城市山体滑动;矿区城市地下采空区的塌陷等都是值得重视和研究的。

20世纪是我国社会从封闭的自然经济到开放与发展、急剧变化的一百年,城市的规模和设施有了很大的改变,特别是50年来城市建设在取得巨大进步的同时也带来了严重的环境问题,包括环境岩土工程问题。为了保护人类赖以生存的环境,开展了环境治理和预防的研究,在环境岩土工程方面,包括城市环境灾害防治、城市建设和人类活动引发的环境灾害防治和城市废弃物的岩土工程处置等方面也都有很大的发展。

二、城市环境灾害的防治

世界上的大城市多数坐落在江河湖泊或海洋沿岸,由于地理环境的影响,通常遇到的环境灾害有:城市防洪、泥石流、港口河道的淤塞以及海岸或岸坡的稳定和海水入侵等。

(一)城市防洪

洪灾是一种严重的自然灾害,其发生的普遍性、破坏性和经常性都居各种自然灾害之首。

我国的许多城市都依水而建,城市人口集中、建筑密集,是地区经济活动的中心,一旦洪水爆发,对城市人民生命财产构成巨大的威胁。在城市建设中,防洪减灾处于非常突出的地位。

城市防洪既要加强工程措施,又要从大环境着手进行治理,才能从根本上减少洪水的威胁。造成洪灾的原因既有自然方面的原因,也有人为的原因;对于自然原因,目前尚无法控制,但人为原因是应当可以减少或改善的。

20 世纪 90 年代以来,我国洪涝灾害发生越来越频繁就是人类对大自然索要过度的结果。

其一是几十年来,我国各地不断地围湖促淤造地,使许多湖泊的面积大幅度地减少,蓄洪和调节洪水的能力大为减弱。如洞庭湖的水面,从 19 世纪初的 6 270km^2,到 1949 年减少为 4 350km^2,到 1997 年仅存 2 670km^2;鄱阳湖水面从 1954 年的 5 050km^2,减到 1986 年的 3 210km^2;太湖流域的河湖水面自 1964 年至今减少了 650km^2,相当于 1/ 4 个太湖。长江中下游的湖泊面积在 50 年代还有 22 000km^2,到 80 年代只剩下 12 000 km^2,减少了 45.5%。近 30 年来,湘、鄂、赣、苏、皖五省共围垦湖泊面积达 12 000km^2 以上。因湖泊面积锐减,湖泊调蓄洪水的能力大为减弱,要由一条容量非常有限的狭窄江道渲泄来自上游大量挟带泥砂的汇水和本地区的降水,确实不堪重负,从而使得水位猛增,流速失控,江中洪水咆哮,江岸大堤病险频发,一旦洪水越坝、破堤奔腾而下,便横冲直撞,冲毁一切。

其二是掠夺性开发森林和土地资源造成水土流失加剧。我国目前水土流失的情况十分严重,以黄土高原为例,土地荒漠化面积从 1961 年的 282 万亩扩大到 1983 年的 803 万亩,水土流失面积达 26×10^4km^2,流失量高达 5 000t/ km^2。1957 年,长江流域森林覆盖率为 22%,水土流失面积为 363 800km^2,占流域总面积的 20.2%,但仅 30 年之后,到 1986 年,森林覆盖率就减少了一半多,仅剩 10%,水土流失面积达 739 400km^2,占流域总面积的 41%。植被破坏的结果必然是水土流失加剧,河流泥砂增加,泥砂淤积使中下游河床抬高,防洪形势日趋严峻。

其三是河道设障严重,影响行洪,使本来已经狭窄的河道更不堪重负。

其四是堤防标准低,隐患多,抗洪能力差。目前黄河下游的防洪标准最高,也只能防御 60 年一遇的洪水。长江下游、淮河、海河、珠江、松花江、辽河、太湖等,一般只能防御 10 至 20 年一遇的洪水。全国 570 个城市中,达到和超过 100 年一遇的城市只有少数;达到 50 年一遇标准的仅 93 个城市;达到 20 年一遇的 248 个,约占 1/ 2;还有 1/ 5 的城市低于 10 年一遇的标准;有些城市基本没有防洪工程[16]。

洪水对城市的威胁主要反映在泛滥区内淹没高度的提高。淹没高度越大对城市破坏性的威胁越大。淹没高度主要受以下几个方面因素影响:

(1)城市规划问题。城市的发展规划应充分考虑洪水危害的影响范围。建筑物至少是重要建筑物应建在洪水区之外,使河道有足够的流域环境。但目前常常是临江临河、沿江而建,将河道约束成瓶颈,防洪堤和驳岸越建越高。长年泥沙淤积,河床抬高成为悬河,时刻威胁着千百万居民的生命财产安全。

(2)随着建设发展,河流两岸被地面建筑物和道路所覆盖,雨水的下渗量减少,造成淹没高度增加。

(3)城市过度开采地下水,引起地面沉降,沿海城市受到海平面上升和潮位拱托作用,促使淹没高度增加。

(4)上下游河道堵塞,支流和湖泊蓄洪、泄洪调节能力降低。

在城市淹没高度已经设定的条件下,防洪堤或防汛墙工程便是城市防洪的重要工程措施,而工程设计的安全水准、施工的质量保证以及堤防的维护保养情况在洪水爆发时都得经受考

验,所有的弊病在洪水面前都暴露得一览无遗。

1998 年长江全流域的特大洪水时,湖北省沿江段共查出 4 974 处险情,其中重点险情 540 处中,有 320 处属地基险情,溃口性险情 34 处中,除 3 处是涵闸险情外,其余都是地基和堤身的险情。可见大堤地基的处理是堤防的关键,也是堤防加固的难点[17]。

湖北省在保护现有森林,大力开展植树造林,加强水土保持,对过度开垦的土地实行退耕还湖,改善生态环境的同时,还运用现代科学技术进行堤防工程的加固处理。在 6 个方面采取技术措施,提高大堤的抗洪能力:

(1)采用探地雷达、声波法及电法等无损检测方法,配合地震仪和工程勘察等手段,查明堤防工程的地层特点和险情隐患,并建立堤防工程体系的地层三维信息数据,为堤防工程的规划、设计和加固提供准确、可靠的科学依据;

(2)采用旋喷、高压注浆等手段加固大堤地基,采用防渗墙、垂直铺塑等方法延长渗透途径,合理布局防浪台、压浸台,提高工程安全系数;

(3)采用廉价、可靠、耐久、高效的新型加固材料,以加快工程进度,降低工程造价,提高工程质量;

(4)埋设水位、孔隙水压力、位移等量测传感器,建立堤防工程的安全监测体系,为堤防工程的安全评价、险情分析和处理提供第一手资料;

(5)加强施工监管力度,利用先进的检测手段和仪器,如核子密度仪、液压型光纤式测压计等,检测加固工程的质量;

(6)开发堤防工程隐患检测方法和加固的新材料、新方法、新技术,提高和增强堤防工程设计、施工的速度和质量,增强防汛抗洪的技能。

(二)泥石流

泥石流是威胁山区城镇安全的一种环境地质灾害,而山区人类的经济活动,特别是无序、过度地开发山地,又为泥石流的形成和发展创造了条件。因此,泥石流既是一种自然灾害,又是一种由人类活动激发的环境灾害[18][19]。

泥石流具有极大的破坏力,如 1964 年川藏公路的唐不朗沟爆发泥石流,龙头高达 10 余米,倾泻出泥砂石块 160 多万方,堵断尼羊河,冲毁大片农田庄园和公路桥梁;1981 年成昆铁路利子衣达沟爆发泥石流,冲毁铁路,造成列车倾覆,360 多人死亡,中断行车 15 天;四川华蓥市阎王沟爆发泥石流,泥砂石块冲入下游的燎原机器厂,淤平厂区的沟道,堵塞 6 座桥梁,涌入车间宿舍,大量产品设备被毁,造成工厂停产半年。泥石流对道路桥梁、水利设施、城市建设都会造成巨大的破坏,全国有 100 多座县(市)级政府驻地及其城镇曾遭受泥石流的威胁和危害,其中四川和重庆就有 35 座。泥石流危害人类经济发展,使耕地贫瘠化,区域经济贫困化,是城市化过程中值得重视的环境地质问题。

对泥石流的防治,重在对泥石流的正确认识。人类的经济活动增加了形成泥石流的固相物质,提供了水动力条件,促进泥石流的形成与爆发,使泥石流活动的范围扩大,爆发频率提高,成灾规律改变。因此,防治泥石流必须保护好山地环境,工程建设要按照自然规律办事,尽可能少改变自然环境的已有平衡,并对可能发生泥石流的区域采取避让、检测预报、拦挡、疏导等措施。

在工程勘察中,要通过调查,判断上游沟谷是否具备产生泥石流的条件;预测泥石流的类型、规模、发育阶段、活动规律及其对工程的危害程度;评价工程场地的稳定性,并提出相应的防治措施。

在泥石流的不同位置采取不同的防治措施。在泥石流的形成区,采取沟坡兼治的措施保持水土,以防止岩土被冲刷,减少固相物质,并控制地表径流,削弱水动力;在流通区,修筑各种拦截坝、溢流坝等设施,以拦蓄固体物质,放缓沟床坡降,减少流速;在堆积区,采取排导停淤措施,固定河床,约束水流,引导泥石流安全排泄或沉积于固定位置。

(三)疏通航道,提高城市通航能力

港口城市的航道畅通对城市发展极其重要。中外历史上有很多记载,城市的兴衰与港口的发展息息相关。古代苏丹红海沿岸的苏全达曾是一个极繁荣的名城,后来在运输过程中把珊瑚虫带进了水域,由于这一带海水温暖适宜,珊瑚虫迅速繁殖造成生态爆炸,航道上冒出了好几座珊瑚礁,造成港口堵塞而无法通航。到了 20 世纪初,甚至连小船也难以通行了,久而久之城市荒芜,便被废弃了。而有些地区却随着航运事业发展,带来了人类的文明。我国古代大运河开凿,流域两岸很多城市随之兴旺发达起来。

我国近代史上最能说明问题的是上海开埠之后,城市迅速发展与繁荣,黄浦江吴淞口航道通畅具有极其重要的作用。为保持吴淞口航道畅通,1907 年至 1910 年间,在黄浦江与长江入海口交汇处的吴淞口建造了一条总长度为 1 395m 的导堤。

导堤的构筑方法是先采用圆形竹制长笼,每个笼长 7.3m,内径 4.6m,笼内装满块石,将竹笼用船定位沉入海底作为基础,竹笼之外,再镶以柴排,在柴排之间打入木桩固定,桩长 6.5～7.0m。木桩之间还填一层厚度 1m 的大块石,成 1:2.5 的坡度,堤顶堆放一层方形混凝土体块,每块体积为 4.46～7.35m^3。

长江自西北向东南入海,黄浦江自西南向东北与长江汇合,导堤的平面方向为北东—南西向,与黄浦江的主航道流向平行。导堤位置相当于把黄浦江与长江交汇口向外延伸,成为一道屏障,挡住了滚滚长江夹带的泥沙。左侧长江上游方向成为淤积区,逐年淤积,目前泥面高度仅在堤顶下 1m 左右,而导堤的内侧成为黄浦江的冲刷区,自 1907 年至 1931 年,平均每年冲刷深度 0.17m,自 1931 年至 1957 年平均每年冲刷 0.23m;建成后 50 年内总冲刷深度 10m 左右。目前,巨轮出入黄埔江,主航道就紧靠导堤一侧,有效的保护了黄浦江航运的畅通,成为国际水上交通枢纽。

目前我国正在进行的长江口治理工程,也是一项造福于世人的环境岩土工程。位于长江口的崇明岛,将长江入海口分为南北两个航道,北侧航道逐年淤积,主航道在崇明岛南侧,但由于长江夹带的泥沙在这里沉积,构成一道泥沙门坎,阻碍大型巨轮通过进入长江腹地。这一工程竣工后,迫使长江流速增加,将加大这道门坎的冲刷,清除水下障碍,使主航道水深增加,提高通航能力,对长江流域经济繁荣,具有历史性意义。

河口航道的治理,本质上是大环境治理工程的一部分,它与河流整个流域的水土流失有关。上游水土大量流失,下游就发生泥沙大量淤积,河床抬高,航道阻塞,酿成洪水泛滥,这就是世界范围的大课题。表 11-2 列出了世界上著名河流泥沙沉积的资料。

世界上著名河流泥沙沉积情况 表 11-2

河　　流	流域面积($100km^2$)	年沉积量(t/km^2)
亚马逊河	5 776	63
密西西比河	3 222	97
尼罗河	2 978	37

续上表

河　　流	流域面积($100km^2$)	年沉积量(t/km^2)
长江	1 942	257
密苏里河	1 370	159
印度河	969	449
恒河	956	1 518
黄河	673	2 804
科罗拉多河	637	214
伊洛瓦底河	430	695
红河	119	1 092
金河	57	7 158

从表中可以看出,斯里兰卡的金河,年泥沙沉积量相当于尼罗河的193.5倍。

水土流失及侵蚀的量和强度都与土地利用、地面水的控制(如人工排水系统、拦洪设施、开挖池塘、筑堤以及城市建设)等活动有关。100多年前,美国土地开发规模很小,国土大部分被森林覆盖,河道很稳定,泥沙沉积(土壤浸蚀)很少;19世纪中叶以及20世纪50年代以前,森林遭到破坏,部分变成农田,水土流失量增加,水道系统局部发生淤积;20世纪60年代,建设大规模发展,水土大量流失,泥沙沉积量大幅度增加;随后物质文明提高,重视环境保护,水土流失又很快得到了控制。

(四)海岸灾害防治及岸坡稳定保护

海岸灾害包括热带风暴、海啸以及海浪冲刷等营力作用造成对海岸的破坏。当今世界上人口密集,经济繁荣的地区都集中在沿海地区,海岸灾害常常会造成巨大的生命和财产损失。美国从1915年到1970年,海岸灾害平均每年有107人丧生,估计财产损失14.2亿美元。

海滨的沙滩不是静止的,在波浪长期作用下,拍浪区和冲击区的沙粒不断地搬移。由于波浪的切割作用,逐渐造成岸坡坍塌,并引起一系列的灾害问题。例如美国海岸某些特定区域,最近100年来,海岸向后移动;冲刷速率为有史以来的30%～40%。英国东北部海域,1994年6月曾发生严重坍方,致使一海滨旅馆陷入海中;在克罗默,几个世纪来,已有7个村庄沉入海底。据调查,美国沿海地区,每年被海水吞噬的土地多达$3km^2$,海水侵蚀的推进速度每年达1～6m。

在我国,虽然海岸灾害也时有发生,特别是南方热带风暴频繁的地区,常造成很大的损失。但长期来,我国劳动人民已经积累了丰富的抗御海岸灾害的经验,如著名的浙江海宁钱塘江鱼鳞塘,有效的抵御了海潮的侵袭,保护了杭嘉湖平原的安全。

近年来,在堤岸保护和抗洪减灾的技术能力方面有很大提高。特别值得推荐的是一种充泥管袋新技术,自1988年以来,荷兰的Nicolon BV公司,成功地应用了充泥管袋技术,在北海建造并加高了好几公里的防洪堤和海堤。目前在日本、马来西亚和菲律宾都已广泛采用。在过去的23年,美国陆军工团在进行研究,它被列入"提高施工效率研究计划"(缩写CPAR)的一部分,1994年1月,工团的水道试验站(WES)和合作伙伴TC Mirafi合作进行了一项名为"土工织物管袋充泥方法的研究和论证",由政府部门和企业界共同投资,推进技术革新。1996年11月,成功地应用这一新技术加高了2～8km的防洪堤。

CPAR采用的管袋由内外两层袋体组成。内袋体由$340g/m^2$的无纺聚丙烯织物构成,作

为挡土的滤层;外袋体由高强度有纺的聚酯织物构成,承受使管袋成型的充浆压力。袋体长可达到 150～300m,周长 9.1m,可充填 765m^3 的土,袋体充高 1.5～2.4m。

几乎同时,我国对充泥管袋技术也进行了研究,最早建成的大型工程是上海宝钢水库。随后大量地应用在围海造地,海塘加固和长江口治理等工程中。

充泥管袋技术,最大的优点是:

(1)施工速度快,它可以在几小时或几天内迅速将堤岸增高 0.5m 至 1m,一个袋体可长达 150～300m。

(2)就地取材,它对材料要求不是很严,最好是砂性土。土的透水性越好,施工速度越快。若能采用现场丰富的土资源,利用河底淤沙冲填土工袋,一方面增高河堤,另一方面可达到清淤效果。

(3)施工工艺简单,不需要复杂的机械设备,主要设备是土工布袋、高压水枪和泥浆泵。

(4)造价低,经济效益高。根据上海围堤资料,每立方米管袋约 16～20 元。

1996～1998 年上海漕泾化工园区围海海堤长 10.5km,于 1996 年开工,1998 年就竣工,仅用了 19 个月,投资 7.4 亿,围地 9.7km^2。采用充泥管袋堤芯,充泥 152×10^4 m^3,土工袋用布 1 219 700m^2。土工袋为筒式,长度一般为 20～50m。土工袋材料为聚丙烯编织布,质量为 100～120g/m^2,抗拉强度 50kN/m,每层袋体充高为 0.4～0.5m。

三、城市建设和人类活动引发的环境灾害防治

在人口拥挤,建筑物密集的城市中进行施工或某些生产活动,常常由于技术考虑不当,引起地层移动而造成不可预估的环境灾害。例如抽汲地下水,地下工程地下掘进,打桩挤土以及深基坑开挖等等,即使是微量的地层位移,都会对周围的建筑物、地下管线、路面交通等构成严重威胁。这类灾害虽不象大环境自然灾害可怕,但因为它常处在密集的居民区内,除了造成可观的直接和间接的经济损失外,对周围居民还会带来不良的心理损害。

近年来,我国对环境岩土工程问题,投入了巨大的精力进行防治,积累了较丰富的经验和理论研究成果,严格管理,现场监控,取得了良好的效果,从而使这类灾害大幅度减少,基本上可以控制。

(一)城市地面沉降

随着工业生产规模的扩大,我国城市化的速度越来越快。生产需要不断的大量抽汲地下水,引起大面积地面沉降,造成城市排水困难,雨季积水成涝;地下管线设施损坏;仓库进水,海水倒灌等。

造成地面沉降的原因,除地质条件外,主要是无计划无控制地抽汲地下水所致。根据世界上若干城市的地面沉降量与地下水抽汲量之间的统计资料可以明显看出两者之间的关系。例如墨西哥城日抽水量为 1 036 800m^3,历年来累计地面沉降量高达 9m 多,沉降盆影响范围达 225km^2。日本东京地面沉降量虽没有墨西哥城大,但其影响范围达到 3 420km^2。

我国目前有近 200 个城市取用地下水,1/4 的农田靠地下水灌溉,总的趋势是地下水位持续下降,部分城市地下水还受到污染。由于不合理开采,诱发了一系列的环境问题。根据 1993 年我国地矿部通报,因超量开采地下水,全国有 36 个城市出现地面沉降、地面塌陷和海水入侵等问题。这些城市多数分布在东部地区。苏州、无锡、常州三城市的地面沉降量都大于 20cm,影响范围达 1 412.5km^2。安徽阜阳市地面沉降量累计高达 87cm,影响范围 360km^2。天津市自 1958～1985 年,最大沉降量达 2.83m,平均沉降速率每年 94mm。

上海市 1921 年至 1965 年的 40 多年中,最大累计沉降量达 2.63 m,平均降速率每年 58 mm,市区形成了两个沉降洼地,并不断扩大到郊区。1964 年当确定开采地下水是引起上海地面沉降的主要原因以后,对市区地下水开采实行"严格控制,合理使用"等组织管理措施。控制地面沉降的主要措施是限制和压缩地下水的开采使用和含水层蓄能深井回灌。上海地区由于工业集中,对地下水的需求量很大,1949 年地下水开采量 8 750×10^4 m^3,工业用的自来水量为 3 103×10^4 m^3;至 1963 年,地下水开采量已达 20 150×10^4 m^3,工业用自来水量为 16 535×10^4 m^3;从 1964 年开始采取控制开采地下水的措施后,地下水的开采量降到 12 961×10^4 m^3,工业用自来水量增加到 29 346×10^4 m^3。在市区控制地下水开采使用以后,全市地下水开采量减少一半以上,但地面还是继续沉降,1965 年的地面沉降量为 22mm,同时为了满足工业夏天需要冷水,冬天需要热水的要求,采用了"冬灌夏用"和"夏灌冬用"的深井回灌技术。通过增加地下水补给量,提高了地下水位,达到控制地面沉降的目的。从 1966 年至 1970 年,市区累计回灌量 3 510×10^4 m^3,累计开采量 5 530×10^4 m^3,回灌量小于开采量,地面累计回弹 18.1mm;1971 年至 1979 年间,累计回灌量 15 444×10^4 m^3,累计开采量 10 994×10^4 m^3,回灌量大于开采量,在此期间地面又有下沉,1972 年开始呈现每年 3mm 左右微量沉降,1972～1988 年期间年平均沉降为 3.39 mm,但 1988～1995 年的 6 年间年平均沉降高达 9.97mm,为原来的 3 倍。随着时间推移,人工回灌地下水的效率逐渐减弱,而且由于城市的发展,地面沉降又有增大的趋势。由于土的塑性,在回灌卸载以后存在残余变形,使地面继续沉降,为了抵消土层残余变形量,必须采取多灌少用的方法,回灌的效率逐年降低。同时,还产生了回灌对地下水的污染问题,据 1979 年水质分析资料,酚的检出率 60%,最高含量0.038mg/l,超标率 95%;锰的检出率 100%,最高含量3.008mg/l,超标率 94%[20],所以到目前为止没有找到一个满意的解决地面沉降的办法。

在覆盖型岩溶水源地区,大量抽汲地下水还会引起地面塌陷。地面塌陷比较严重的城市有武汉市,秦皇岛,山东枣庄、泰安,安徽淮北,浙江开化、仁山,福建三明,云南昆明等 20 多个城市。武汉市自 1997 年至今已发生过 6 次地面塌陷,2000 年 4 月发生的地陷散布在东西向 300 m,南北向 250 m 范围内,最大陷坑长 63 m,深 6～7m。

沿海岸地下水含水层受到海水入侵的地段主要分布在渤海和黄海沿岸,尤以辽东半岛、山东半岛为重,山东省受到海水入侵的面积达 400km^2。

(二)地裂缝

地裂缝是一种常见的环境地质灾害。产生地裂缝的原因比较复杂,有地质构造的因素,也有人类活动的因素。在城市中出现的地裂缝大多与人类的活动有关,对城市建设和人民生命财产构成很大的威胁[21]～[23]。

我国城市的地裂缝主要发生在西安、大同和邯郸等地。其中尤以西安的地裂缝群最为典型,共有 10 条地裂缝,并都穿过西安市区,基本走向是 N70°E,呈正断层性质,南倾南降,倾角 70°～80°;10 条裂缝的长度不等,最长的 12 km,最短的 3 km,以 1～2 km 的等间距排列总长度 40 km,分布面积达 150km^2。以小寨为例,裂缝宽度最大 80 mm,垂直错距 140 mm,可见深度最大 17 m,发现时间在 1976 年。

在大同市分布有 3 组地裂缝带,总长度 10.5 km,都从市区穿过,基本走向 N57°E,为正断层性质,倾角 70°～80°,垂直错距 87 mm,且有加速发展趋势。

邯郸市于 1968 年大规模出现地裂缝,长短不同的 26 条地裂缝组成 3 组地裂缝带,最长的一组地裂缝带长约 5 km,裂缝呈张性,上宽下窄,尖顶灭于地面下 9.8m 处。

地裂缝造成已有的地下管线和地面建筑物开裂和毁坏,给新建的工程带来不安全的因素,成为城市发展的障碍,因而引起了岩土工程界的高度关注。经过20年来的研究和工程实践,丰富了人们对于城市地裂缝规律性的认识,揭示了形成地裂缝的客观地质条件和人类活动造成的主观原因,为预防和治理地裂缝灾害提供了顺应客观规律和减少人为危害的有效途径。

研究的主要成果在于正确说明了城市地裂缝的形成原因。通过大量的观测研究,人们发现了这3个城市的地裂缝都具有活动断裂活动形迹的地质背景,但同时都有过量开采地下水导致地面沉降的主导原因。以西安为例,在1970年前,西安市的承压水位每年下降不到1m;在1971～1975年期间,井数增加了近2倍,开采量增加了3倍,在开发区中心,承压水位以每年大于5m的速率下降;在1976～1983年期间,虽然加强了对地下水开采的控制,但承压水位仍以每年3～5m的速率下降,新的漏斗不断形成;1983～1988年期间,承压水位持续下降,与之对应的地面沉降也不断发展,在小寨路地区,地面沉降的平均速率从1972～1976年间的每年26 mm,至1976～1978年间为每年44 mm,1978～1981年间为每年94 mm,1981～1983年间为每年120 mm,几乎呈直线上升。西安市的地裂缝发展可分3个时期,在1970年前地面沉降缓慢,仅在个别建筑物上发现裂缝,地面裂缝只有10m长;在1970～1976年间,地面沉降进入加速发展阶段,地裂缝扩展为几百米长的地裂缝带,但还是互不连贯的裂缝段;1976～1984年间,地面沉降进入快速发展期,分段的地裂缝相互贯通。地裂缝与地面沉降在发展时间上密切相关,地面沉降漏斗与地裂缝的发展空间位置上相互对应,充分说明了地下水开采引起的沉降速度梯度使古土壤中已有的裂缝向地面扩展的机理。根据大同机车工厂和大同铁路分局地裂缝研究表明,抽水引起的地裂缝活动量占总活动量的63%。

根据对城市地裂缝成因的研究结果,提出了严格控制地下水开采的措施,以防止地面沉降的进一步发展,消除地裂缝产生的动力因素,这一措施已经开始发挥作用。在控制地面沉降的基础上提出了建筑物必须避开地裂缝一定的安全距离(称为建筑安全距离),使建筑物不致受到地裂缝变形的危害。西安市于1987年制定了《西安市地裂缝场地勘察与设计的规程》,规定了在有地裂缝的场地对工程勘察和设计要求,给出了地裂缝建筑安全距离表,将影响带划分为主变形区和微变形区,规定了允许建造的建筑物类型和避让距离;大同市也作出了相似的建筑安全距离的规定。这些规定为已发现地裂缝的城市建设提供了避灾、减灾的安全措施,已经产生明显的成效。

(三)地下掘进对地面环境的影响

当今世界已有98个城市约5 300km的地下铁道投入运行。上海是全国最大的港口和工商业城市之一,又是沿海软土地区的城市,地质条件对兴建地铁非常不利。上海自1990年1月开始兴建地铁,至1994年12月地铁一号线基本建成,全长20.97km。其所处地层大多是淤泥质灰色粘土和粉质粘土,局部有粉沙层,土层具有孔隙比大、含水量高、渗透性低、灵敏度高、抗剪强度低、固结变性大的特点。

区间隧道采用盾构法施工,隧道内径为5.5m,由6块钢筋混凝土管片装配成环。隧道的埋置深度地面下最大为16.86m,最浅为7.43m(隧道中心算起)。隧道沿线穿越地面工程有重要建筑物、各类地下管线、繁华的地面交通和铁路等。

盾构在施工过程中,由于挤土和盾尾地层损失,必然会造成地面隆起和塌陷,对地面环境造成不利的影响,盾构达到时,地面发生隆起,而盾尾脱离后地面发生沉陷。

目前,在软土地层中盾构掘进,已经积累了丰富的施工经验和理论研究成果,在现场通过一系列技术参数的控制和调整,可以达到保护地面环境的目的。主要技术参数为以下方面:

(1)土压力设定值一般控制在175～195 kPa之间,视地面反应及时调整;

(2)推进速度一般控制在2.5～3.0 cm/min;

(3)平面控制;盾构切口与盾尾平面差40 mm;

(4)同步注浆,注浆量控制在2.5～3.0 m^3/环,当地面沉降速率较大时(≥4mm/h),注浆量取大值;反之,当隆起量较大时,注浆量相应减少;

(5)二次注浆与后期补压浆;

(6)地面跟踪双液注浆;

(7)应用先进监测技术,及时将周围环境变化的情况反馈给现场技术人员,以便调整施工参数,做到信息化施工。

通过上述一系列技术参数的调整,盾构施工平均掘进度达到2～6m,月进度最高达304m,地面变形可控制在+1～-3cm之间,有效地保护了地面环境。

(四)打桩的挤土效应对周围环境的影响

在城市建设中,常常由于桩基施工导致附近建筑物或地下设施(如地下铁道、合流污水渠道、煤气、供电电缆、通讯电缆和上下水管线等)受到损害。例如,上海某高层建筑桩基施工时,因附近民房结构较差、基础埋置深度浅,造成房屋开裂,居民不得不被迫迁移;打桩区附近的煤气管道也因土体侧向位移而开裂,引起煤气泄漏,引发火警,甚至造成中毒事故。

在宝钢建设过程中,曾进行过一次测试,集中打了四根截面积为40cm×40cm,长为30m,间距为2.5m的长桩,在离桩群不同距离处设置了水平位移的观察点,打桩后发现离中心距离40m左右处,尚有1mm的位移,离开5m的地方可达10mm的位移。

根据挤土效应可以把桩分成三类:排挤土桩(displacement piles);低排挤土桩(small displacement piles);非排挤土桩(non displacement piles)。

在饱和软土中打桩,由于土的渗透系数小和桩瞬时挤压作用,土体可以视作不可压缩,因此桩土体积等代效应越大,其对环境影响越严重。

上海通过多年的研究和工程实践,提出了减少群桩施工对周围环境影响的一整套经验措施,可以有效地防治打桩挤土对周围环境的影响。

(1)预钻孔打桩:首先在桩位上用螺旋出土器钻一个孔径和孔深小于桩径和桩长1/3的孔,然后将桩插入孔内打桩,使上部的挤土量大为减少。

(2)合理安排打桩顺序:打桩方向对环境的影响很重要,经验表明,对着建筑物打桩其影响的程度比背着施工要严重得多,所以实际工程中应随时根据周围环境的反应及时调整打桩的方向。

(3)控制打桩速率:打桩速率主要是指每天的打桩数。打桩速率越大,挤土产生的孔隙水压力累积越高,挤土效应越严重。

(4)设置排水砂井:设置排水砂井的目的是促使挤土产生的超孔隙水压力能及时消散,从而减轻挤土影响。

(5)加强环境监测,根据监测的结果来指导施工,调整各项施工参数。

(6)认真研究打桩区周围的环境,特别是在码头、岸边以及基坑附近,打桩时更应小心对待。

(五)深基坑开挖对城市环境的影响

深基坑开挖是城市建设中对环境有重要影响的一种工程施工活动。高层建筑修建地下室,修筑地下铁道时都必须进行基坑开挖。由于城市建成区的建筑密度一般比较大,地下市政

管线密集，基坑开挖所引起的土体位移容易导致相邻建筑物的不均匀沉降和地下管线的变形，严重时会造成建筑物的倾斜、结构开裂或建筑物倒塌，市政管线的变形、破裂和煤气外泄，威胁人民生命财产的安全，酿成严重的城市环境灾害。特别在软土地区，深基坑工程对城市环境的潜在威胁更为严重。

从20世纪80年代末至90年代，我国各大中城市万幢高楼拔地而起，随着高层建筑的发展，基坑工程的规模也迅速加大，其主要标志是开挖深度已发展至10m、20m以上，福州新世纪大厦的基坑最大深度达24m，北京京城大厦基坑深度为23.76m；许多基坑的平面面积已超过10 000m^2，基坑平面尺寸最大的为上海港汇广场大厦已达275m×182m，开挖面积达50 000m^2。

与此同时，我国大城市的地下交通也在迅速发展，地下铁道的车站有百余座，其基坑的最大深度达22m。此外，在各地兴建了许多大型地下市政设施（如上海人民广场地下变电站）、地下商场（如石家庄站前地下商场建筑面积40 000m^2）和工业深基坑（如上海宝钢热轧厂铁皮坑深达32m）。

这些大型基坑工程的建成，标志着我国基坑工程技术达到了一个很高的水平。纵观十余年来我国深基坑工程的发展与我国城市化的进展与大批高层建筑的兴建是同步的，深基坑工程数量之集中，规模之浩大，监测资料之丰富，都是其他国家望尘莫及的。但是，基坑工程事故率之高，也是首屈一指的。深基坑工程的事故不仅使在建的工程遭受重大损失，而且必然损坏周围建筑物和地下管线，严重影响城市环境。深基坑工程引起了学术界和工程界的普遍关注，大量的人力投入到这一领域的工程研究中来，在深基坑工程的设计、施工和环境监测等方面都取得了丰硕的成果。为了防止深基坑工程危害城市环境，采取了加强管理和技术立法的工作，总结深基坑工程事故的经验教训，提高深基坑工程的安全水准，推广使用行之有效的基坑围护结构形式，健全信息化施工的监测、警报体系，加强施工监理，有效地减少了深基坑工程对城市环境的影响。

1. 建立分类管理的审查制度

许多城市都建立了对7m（或6m）以上的深基坑工程进行专门审查的制度，由城市建设管理部门或协会组织有关专家审查深基坑工程方案，以弥补设计、施工单位在深基坑工程方面技术经验的不足，使深基坑工程的事故明显减少。

2. 总结经验，技术立法

武汉、深圳、上海、广州等城市先后编制了深基坑工程的技术规范，全国还编了两本行业标准，这些规范对于统一技术标准、控制安全水准、规范设计和施工的行为准则都发挥了重要作用。

3. 加强深基坑工程的变形控制

明确深基坑工程设计必须同时满足稳定和变形两个条件，对于城市中心区，环境要求比较严格的工程，变形条件常是控制性的。在有些规范中规定了基坑围护结构变形的允许值，要求设计深基坑时必须计算变形，并满足规范要求。对于不同类型的围护结构，不同的环境条件，控制变形的要求是不同的，控制标准见表11-3和表11-4。

邻近无永久性建筑物的基坑变形控制的经验值　　表11-3

支护结构类型	硬土	软土
悬臂式支护结构（顶部）	(0.5～1.0)%H	(1.0～2.0)%H
带锚定系统的桩墙支护结构（最大处）	50mm	100mm
带内支撑系统的桩墙支护结构（最大处）	30mm	50mm

重力式支护结构(顶部)	1.0 % H	2.0 % H

注: H 为开挖深度。

邻近有永久性建筑物的基坑变形控制的经验值　　　　表 11-4

控　制　等　级	地面最大沉降量及支护结构水平变位的控制要求
一级控制	1. 地面最大沉降量≤15mm 或 0.1 % H; 2. 支护结构最大水平变位量≤20mm 或 0.14 % H
二级控制	1. 地面最大沉降量≤30mm 或 0.2 % H; 2. 支护结构最大水平变位量≤50mm 或 0.3 % H
三级控制	1. 地面最大沉降量≤70mm 或 0.5 % H 2. 支护结构最大水平变位量≤100mm 或 0.6 % H

4. 加强环境监测工作

除在设计时加强变形控制的基础上,更重要的是施工时的环境监测,以实际观测的数据控制和指导施工。当出现变形过大,达到报警值的时候,以减少对环境的影响为目标,采取必要的施工措施或变更设计,并以进一步的监测数据验证措施的有效性。

对于基坑工程监测的重要性已经有了共同的认识,很多工程都布置了监测项目,而且有的工程的监测工作量还都比较大。但是存在的主要问题是,布置监测项目比较盲目,监测数据不能及时整理反馈,不能迅速从监测数据中得出发展趋势和相互关系的规律性认识,对施工的指导作用尚未充分发挥,从而,监测的效益不够明显,甚至最终仍然不能避免事故的发生。解决上述问题的方向是开发联网的、实时的计算机监控软件系统。软件能自动输入与识别数据,具有数据统计分析、模型识别、参数反分析、趋势分析等功能,并可自动进行基坑工程各种动态设计,以及进行方案评价与决策。

5. 重视对地下水的控制

基坑开挖常需要降低地下水位,而降低地下水位又是影响相邻建筑物的重要因素。地下水是控制基坑工程性状的重要条件,水压力占作用于围护结构侧向压力的重要部分,地下水的动水压力和渗透破坏常常是基坑工程失效的主要原因,曾发生过几起因地下水失控而严重危害城市环境的典型案例。地下水对环境的影响是基坑工程设计中不确定性最大、控制最困难的问题,也是环境岩土工程的重要内容。

四、城市废弃物的管理与岩土工程处置

根据世界卫生组织的报告,目前已知天然和人工合成的化学物质有 400 万种以上,其中有商业价值的至少有 6 万种。其中用来制造杀虫剂的有 1 500 种;用做医用的有 4 000 种;用做制剂的约 2 000 种;用做食品添加剂的约 500 种。这些化学物质通过生产、运输、使用、废弃等过程进入大气、水、土壤,最后进入食物链。各种有毒有害污染物对人体健康的危害详见表 11-5。

随着城市化的加速和工业生产的发展,各种废弃物对环境造成的污染已经达到不能容忍的程度。例如美国每天城市排放的废弃物达到 640 万吨,足可覆盖 1.6km^2 的土地 3m 厚。我国 1981 年排放的废弃物达 4.3 亿吨,加上历年积存的共达 720 亿吨,其中污泥占 54.4%,矿

渣 12.5%,废酸 7.6%,粉尘 6.2%。上海每天排放生活垃圾 6 200t;建筑垃圾 3 000t;此外还有许多工业生产中的废渣、污泥、废油、废酸、废碱塑料制品以及放射性废弃物。

各种污染物对人体健康的危害分析　　表 11-5

污染物质		危害人体健康状况
(一)金属或类金属物	汞 Hg	进入水体后,通过生物、化学反应转化为剧毒的甲基汞,可在人体内积蓄,主要作用于神经系统、心脏、肾脏和胃肠道,对人体非常有害
	铬 Cr	为人体必需微量元素,但在地下水中含量过高时,所形成的六价铬及三价铬被肌体吸收后,对中枢神经和胃、肠粘膜有毒害和刺激作用,可致癌
	镉 Cd	镉及其在水中生成的化合物均具有毒性,能在人体细胞内蓄积,患者症状表现为:全身神经痛、骨痛、骨骼软化萎缩直至死亡
	砷 As	饮用水中含砷量高时(>0.04mg/l),砷及其化合物会对人体产生慢性中毒,即表现为肝、肾的炎症,多发性神经炎,皮肤和指甲的病变,有致癌作用(皮肤癌、肺癌)
	硒 Se	强致癌物,可在人体内积蓄,损害肝脏和骨髓功能,诱发神经炎
	铜 Cu	为人体必需微量元素之一,但摄取过多时,可引起肠胃炎、肝炎、黄疸及心血管疾病,腐蚀消化道粘膜
	铅 Pb	饮水中含量大时,可在软组织内、骨骼中、肾脏中积蓄,影响神经系统正常工作
(二)非金属类	氟 F^-	长期饮用含氟量过高的水,会腐蚀牙齿,引起骨骼变形而致残
	亚硝酸 NO_2^-	被吸入血液后,可使血红蛋白功能丧失、组织缺氧中毒、呼吸衰竭,并有强致癌性
	硝酸根 NO_3^-	可在体内还原成亚硝酸 NO_2^-,强致癌性
	磷酸根 PO_4^{3-}	PO_4^{3-} 的存在,可作为地下水被污染的标志。它被肌体吸收后,会损伤神经系统
	氰化物 CN^-	使血液失去递氧作用,组织缺氧而中毒
(三)有机化合物	酚类	具有毒性,对皮肤和粘膜产生刺激和腐蚀作用,引起全身性中毒
	多环芳烃类	有强烈致癌作用
	农药类	有致癌和致畸作用
	合成洗涤剂	浓度过大时饮用对人体有害,可作为地下水受生活污物污染的标志

如果废弃物处置不当,还有可能危及人的生命安全。1985 年 9 月 13 日在福建某化工厂芒硝库基槽扩建施工现场发生 H_2S、CS_2 泄毒污染环境造成 8 人死亡,21 人中毒的重大事故。在新酸站楼尾部开挖一个长 5m、宽 2m、深 1.9m 的基坑,由于旧酸池渗漏严重,含有大量 H_2S、CS_2 的酸液渗入周围的土壤中,并直接渗入坑内,基坑开挖后,因当时气温较高,H_2S、CS_2 大量挥发,六名施工人员当场中毒死亡,另两人抢救无效死亡。

2000 年 7 月 10 日,菲律宾首都马尼拉奎松城的帕亚塔斯拉垃圾填埋场,因高度相当于 11 层楼高的垃圾山突然倒塌,在垃圾山周围的 100 多间棚屋被毁,101 人死亡,100 多人受伤,多人失踪,失踪者中很多是儿童。该垃圾场已经有 40 年的历史,面积为 20ha,堆放了 $3\times10^6 m^3$ 左右的垃圾。据分析,该地受台风影响而连降暴雨,可能是雨水浸透了垃圾而导致失稳的。

面对如此庞大数量的废弃物,特别是其中对人体危害极大的部分的处置问题,世界各国都很重视,投入了大量的人力和物力开展各项研究工作。目前对于城市废弃物的处置大致有以下四个方面:

(1)废弃物资源化,例如把粉煤灰制成建筑材料;矿渣制成水泥等;

(2)废弃物无害化,例如把一些有机废弃物转化成肥料等;

(3)废弃物焚烧处理,例如上海正在建造千吨级的焚烧处理厂,日处理生活垃圾 1 500t;

(4)废弃物岩土工程处理,例如卫生填埋、矿井储存、深井压裂等。

上述四种方法中资源化是最理想一种方法,但是资源化需要消耗大量能源,进程比较缓慢,废物利用的速度远远跟不上排放的速度,而且还有不少种类的废弃物无法资源化。焚烧法不是最终处置的方法,其最大的优点是把废弃物的体积缩小,所以还需要考虑对残渣的二次处置的问题。无害化主要是针对废弃物中的有机物,腐烂后变成肥料,所以对废弃物的种类必须严格清理,防止有毒物质进入土壤中。岩土工程处理方法最大的优点是处理量大,能源消耗低,但主要缺点是占用较多的土地,需要有严格的环境监测配套,保证填埋场不造成二次污染。

(一)填埋处置

填埋处置首要的问题要考虑填埋场的安全。填埋场址选择时,既要考虑废弃物的消纳能力,更要考虑场址的工程地质和水文地质条件,严格防止地面和地下水受到废弃物渗出液的污染、空气的污染以及昆虫的繁殖。

对于有毒有害的废弃物,如果处理不当,对环境造成的危害极大。例如 1973 年京都在日本化学工业公司旧址上修建地下铁道时,发现埋有大量六价铬矿渣,不得不封闭受污染的土壤,耗资数亿日元进行处理。

填埋场工程设计中的基本要求是对人类是无害的。目前在设计指导思想上有两种看法,以美国和德国为代表的一种观点是把废弃物完美的包装起来,不允许有渗漏的发生;另一种观点认为允许渗漏有一个极限值,但问题是目前还很难来确定这个极限值的标准。

用人工合成纤维加强的填埋场结构系统在世界上很多国家都采用。填埋场的结构包括四个系统:

(1)底部衬垫隔离系统;

(2)帽盖封闭系统;

(3)排水和渗漏液采集系统;

(4)污染监控系统。

衬垫系统是所有淋滤液的隔离屏障,确保有毒有害物质无泄漏,所以要求地基的承载力高,变形小。场址最好选在地下水位低、土的渗透系数小的部位。衬垫系统由上土织物保护层、上土工膜层、粘土层、土工织物滤层、下土工膜层等构成。衬垫系统受损后修复很困难,因此对衬垫系统材料的长期寿命是一个十分重要的研究课题。

帽盖封闭系统的作用主要是阻止雨水渗入,防止气体溢出进入大气层以及防止动物损坏。它主要有:土工排气层、人工粘土衬垫、土工膜、土工合成物排水网片、土工织物过滤层、土工格栅加筋层和人工抗浸层等。帽盖系统的设计要求是具有足够的强度和稳定性。

排水和渗透采集系统主要是由设置在衬垫系统和帽盖系统中的滤层和花管汇聚系统构成。

监控系统对任何一个填埋场都是非常重要的一部分,它至少应包括:沉降和变形监测、渗出液化学成分监测、周围环境地下水污染监测、大气监测等。通过监测系统来确保填埋场的安全运行。

(二)受污染的原位处理

已经受到污染的土或地下水的原位处理方法有:现场解毒法、现场稳定法、现场隔离法及现场抽排法四种。

(1)现场解毒法包括生物降解法、化学解毒法和物理解毒法。其中生物降解法是利用某些

微生物具有对废弃物淋滤液中有害物质产生降解作用而生成无毒、低毒物性的处理技术。生物降解需足够的氮、容解氧、合适的温度等条件。

化学解毒法则是将某些化学药品注入到受污染的地下水中,使污染物与化学药品发生反应生成无害物质,达到治理的目的。

物理解毒法是指调整地下水位和真空吸收挥发性污染物的技术。降低地下水位可促使非饱和带中污染物自然降解,而人工升高地下水位可将污染物冲洗。用真空法可将非饱和带内可挥发性污染物吸出。目前美国已成功地从地下 20～50m 的污染土层中将挥发性污染物吸出。

(2)现场稳定法,主要是采用将可溶性污染物转化成不溶性物质,或将污染物圈闭在不溶性胶体中的技术来阻止污染范围扩大。将可溶物转化成不可溶物的方法,一般只适用于无机物,特别是重金属。圈闭可用市售的硅胶、硫磺或有机高分子胶结物等胶体来阻止污染物向外扩散。

(3)现场抽排法,主要是将受污染的地下水抽出地面并送废水处理场做统一处理。

(4)现场隔离法:也称为隔离屏障法。此法的概念主要是在污染区四周设置不透水的障碍层来阻止污染物进一步向外扩散。竖向屏障系统有地下连续墙、注浆围幕、搅拌桩、钢板桩、土工膜墙、底板封闭等形式。

这些屏障系统的深度一般以达到隔离含水层(水封层)为宜,如果底下地层中没有隔水层存在,屏障系统深度应考滤留有足够的安全深度。

现场隔离法只能阻止污染物进一步扩散,而不能改良受污染的土体或地下水。1990 年同济大学对东安路高层住宅基础成功地采用搅拌桩隔离屏障法,防止附近化学工厂硫酸钠废渣所产生 SO_4 对基础混凝土的侵蚀危害。

上述四种方法可以单独采用,也可以几种方法结合。

(三)放射性废弃物的矿井存储法

矿井储存法是利用废弃的矿井空间来储存受核污染的具有放射性的废弃物。利用地质环境处置有毒有害废弃物是较有前途的一种方法,特别是对于那些半衰期较长的放射性物质,作为长期储存最为合适。

盐矿、页岩、玄武岩、花岗岩、片麻岩和石灰岩等都是比较适宜的储存环境。选择这些地质环境作为储存场时,应仔细检查岩层的走向、地下水、裂隙等情况,详细研究岩体的稳定性及具体的处理措施,并要作出风险性评估。

在上述地质环境中,盐矿的条件最好,具有以下优点:

(1)盐矿层通常是干燥的,不透水的;

(2)盐矿层内的自身缝隙可以治愈;

(3)盐矿比其他类型的岩石能吸收大量的能量;

(4)盐矿有很高的抗压强度;

(5)盐矿具有与混凝土相似的放辐射性能;

(6)盐矿资源相对比较丰富,一部分用来作为储存场,其损失可以认为是微不足道的,因此许多科学家从事盐矿储存技术的研究。

我国台湾省的垃圾处理场经历了一个发展过程,在 1984 年,每日掩埋处理的垃圾为 9 723t,占总处理的 80%,但当时的早期掩埋场几乎都不符合标准,位于河畔的垃圾场约占 1/3,成为污染河流的重要原因。对于垃圾掩埋场周围的水质进行了严格的监测与控制,在早期

建造的垃圾掩埋场监测中发现对地下水严重污染,不仅有大肠杆菌污染和有机物污染,而且还发现重金属污染。

1984年台湾省将城市垃圾处理列为14项重要建设之一,从1985年起,设置了260处卫生掩埋场,从1991年起又修建掩埋场118处。8年间,垃圾的数量几乎增加了一倍,至1992年,卫生掩埋处理的垃圾日处理量已近20 000t,占总量的90.05％,焚化处理占3.26％,堆肥占0.12％,其他占6.75％。可见台湾省采用垃圾掩埋处理法处理了垃圾总量的绝大部分。但考虑到垃圾掩埋场的用地日益困难,于是考虑采取焚化与掩埋相结合的方法,并建立垃圾资源回收厂。台湾省准备建造17个资源回收的垃圾处理厂,其规模为300～1 800t/d不等,建成后可处理垃圾总量的66％。

台湾省有关垃圾掩埋场的环境岩土工程工作包括垃圾场的选址调查和岩土工程设计两方面的内容。垃圾掩埋场的选址除必须满足科学及环境保护的要求外,同时还必须得到民众的接受,因此提出了以客观性和系统性的方法进行评估的评价体系。这个体系包括8个方面的内容、评估方法与评估程序。选址考虑的因素,在自然环境方面包括地质条件、水文条件、气象条件、生态条件、适合用地和掩埋方式等6个因素;在人文环境方面包括人口分布、土地使用权属、土地行政区划等因素;还须考虑法令规章方面的因素和一些特殊系统设计、地下水监测、土堤设计、场周山坡的处理以及掩埋场完成面的保护等6个方面的问题[25][26]。

为了防止垃圾掩埋场对地下水的污染,研究了重金属在压实泥岩中的传输行为,实验结果表明,加入重金属溶液后渗透系数有随时间增加而降低的趋势,铜几乎沉淀在表面,锌和镉则滞留与表层1cm范围内,铬在试件中的传输行为较为明显[27]。

五、结语

城市建设中的岩土工程与环境岩土工程问题涉及的领域非常广泛。我国的城市,人口拥挤,建筑密集,地下设施纵横交叉,所以在城市中进行的一些工程活动,特别是岩土工程都会影响到周围环境。从城市规划到工程实施都与环境息息相关。任何一项工程设计,除了考虑本身的技术问题外,更重要是要考虑保护环境,改善环境和创造良好环境,因此城市建设中的岩土工程在某种意义上已经升华为环境岩土工程。

第二节　水利、水电建设中的岩土工程

一、概述

岩土工程涉及的领域甚广,一般指和大地有关的工程,如基础工程、地下硐室、大坝基础、高楼基础、岩体滑坡、交通隧洞、桥涵工程等。在水利水电建设中也具有极为广阔的领域,如坝堤基础的稳定,地下电站的建设,引水隧洞的建设,开挖边坡,水利水电的建设环境和地下渗透水的状态等。本节讨论水利水电建设中的几个具有较为独特的岩土工程问题,主要有大坝建设,地下电站,引水隧洞等。一般地说,水电建设对岩土工程安全度的要求比其他行业都更高,故水电建设中的岩土工程也就面临着更为严重的挑战。

水电可提供清洁与重复性的能源。当前发展中国家具有水电的巨大潜能，而发达国家则早在30到40年代已大规模地开发了水电工程。今天，在发展中国家水利水电建设正在进行，其中中国具有极大的尚未开发的水能，目前开发的才是总储能378亿ＧＷ的7％。至20

世纪末可以开发 70GW，到 2010 年可达 100GW，可以预计到 21 世纪将要大规模地开发水电。

与岩土工程有密切关系的是高坝建设、地下洞室群、引水隧洞和自然边坡的稳定。世界上高的坝见表 11-6[1]，国内最高的坝见表 11-7[2]。从大坝的高度和范围来看，最高的坝还是属于西方国家，我们在高坝建设中还缺乏建设超高坝的经验与施工水平，因而与之有关的岩土工程技术水平自然也还与世界水平有一定差距。但是，我国近年来开展的几项工程实际上已在走向世界前沿。如二滩 3 300MW，李家峡 1 500MW，天生桥 1 200MW，小浪底 1 560MW，而正在建设的三峡水电站具有 18 200MW 的容量，是世界上最大的电站，这些都表明我国水电事业将在 21 世纪进入国际领先地位。

国外各类坝型最高的大坝统计表(按坝高次序排列)　　表 11-6

位次	坝名	坝建成年	河流	国家	坝型	坝高(m)	坝长(m)	坝体积($\times10^4m^3$)	库容($\times10^8m^3$)	现有装机容量($\times10^4kW$)	设计装机容量($\times10^4kW$)	第一期工程运行年
1	罗贡斯克	1985	瓦赫什河	前苏联	土坝	325	764	6 200	117		360	1985
2	努列克	1985	瓦赫什河	前苏联	土坝	317	730	5 800	104	90	270	1976
3	大逖克逊	1962	逖克逊	瑞士	重力坝	285	695	595.7	4			
4	英古里	1985	英古里	前苏联	拱坝	272	766	380	11		130	1985
5	瓦依昂	1961	瓦依昂	意大利	拱坝	262	190	35.2	1.69			
6	米卡	1974	哥伦比亚	加拿大	堆石坝	242	792	3 211.1	246.7	174	261	1976
7	萨扬舒申斯克	1980	叶尼塞河	前苏联	拱坝	242	1 068	911.7	313		640	1980
8	奇阿科森	1980	格瑞加瓦	墨西哥	堆石坝	240	600	1 200	16.6		240	1980
9	矛沃依森	1957	德伦	瑞士	拱坝	237	520	2.3	1.8			
10	奇渥尔	1977	巴塔	哥伦比亚	堆石坝	237	280	1 080	8.15	50	100	1975
11	奥罗维尔	1968	费瑟河	美国	土坝	235	2 316	5 963.9	42.99			
12	齐克斯卡娅	1975	疏勒河	前苏联	拱坝	233	338	122.6	27.8	25	100	1972
13	巴克拉	1963	萨特伦	印度	重力坝	226	518	170	98.68	45	105	1963
14	霍维	1936	科罗拉多	美国	重力坝/拱坝	221	379	336.4	367.03	134.5	134.5	1936
15	康特拉	1965	维扎斯尔	瑞士	拱坝	220	380	65.8	0.86			
16	姆热廷吉	1976	皮瓦	南斯拉夫	拱坝	220	268	74.2	8.8			
17	德沃夏克	1974	清水河	美国	重力坝	219	1 002	497	42.59	80	106	1973
18	格兰峡	1964	科罗拉多	美国	重力坝/拱坝	216	475	374.7	333.05			
19	托克托古尔	1977	纳伦	前苏联	重力坝	215	450	320	195	62.4	124.8	1973
20	丹尼尔·约翰逊	1968	马尼可畏根	加拿大	连拱坝	214	1 314	225.5	1 418.52	129.2	129.2	1968
21	奥本	1983	N·福克	美国	重力坝	213	1 219	458.8	29.14			
22	鲁赞	1963	卜伦诺	瑞士	拱坝	208	530	133	0.87			
23	克班	1974	幼发拉底河	土耳其	土坝/堆石坝	207	1 183	159.5	310	62	124	1974

24	礼萨·巴列维	1963	德兹	伊朗	拱坝	203	212	49.5	33.4			
25	阿尔门德罗	1970	托马斯都罗	西班牙	拱坝	202	567	167.3	26.49			

全国已建和在建高度100m以上的大坝表　　表11-7

序号	工程名称	所在省区	河　流	坝　型	坝　高 (m)	坝顶长 (m)	坝体工程量 $(\times10^4 m^3)$	总库容 $(\times10^8 m^3)$	建成年份
1	德基	台湾	大甲河	双曲拱坝	180	185	43	2.3	1974
2	龙羊峡	青海	黄河	重力拱坝	175		154	247.0	1984
3	乌江渡	贵州	乌江	拱形重力坝	165	368	193	23.0	1982
4	东江	湖南	耒水	双曲拱坝	157		95	81.2	1986
5	白山	吉林	第二松花江	重力拱坝	149.5	664	163	65.1	1987
6	刘家峡	甘肃	黄河	重力坝	147	204	76	61.2	1969
7	曾文	台湾	曾文溪	粘土斜墙堆石坝	136.5		765	8.9	1973
8	石门	台湾	大汉溪	粘土斜墙堆石坝	133			3.2	1964
9	湖南镇	浙江	乌溪江	梯形支墩坝	129	245	115	20.6	1979
10	故县	河南	洛河	重力坝	121	311	109	11.6	1985
11	安康	陕西	汉江	重力坝	119	485	260	25.8	1982
12	吴溪	台湾	浊水溪	拱坝	114			1.5	1959
13	石头河	陕西	石头河	土石坝	114		835	1.3	1982
14	云峰	吉林	鸭绿江	宽缝重力坝	113.8	824	276	39.1	1965
15	凤滩	湖南	酉水	空腹重力坝	112.5	488	108	17.2	1978
16	潘家口	河北	滦河	宽缝重力坝	107.5	1 024	262	29.3	1980
17	黄龙滩	湖北	堵河	重力坝	107	371	98	11.8	1974
18	三门峡	河南	黄河	重力坝	106	713	163	133.1	1960
19	水丰	辽宁	鸭绿江	重力坝	106	899	340	147.0	1941
20	新安江	浙江	新安江	宽缝重力坝	105	465	138	220.0	1960
21	新丰江	广东	新丰江	单支墩大头坝	105	440	100	139.0	1960
22	高岛东坝	香港		沥青混凝土心墙堆石坝	105				
23	柘溪	湖南	资水	单支墩大头坝	104	330	66	35.7	1961
24	紧水滩	浙江	瓯江大溪	双曲拱坝	102		53	13.9	1988
25	碧口	甘肃	白龙江	粘土斜墙堆石坝	101	297	440	5.2	1976
26	二滩	四川	雅砻江	拱坝	245	650	750	30	1998
27	李家峡	青海	黄河	拱坝	165	450	430	60	1998
28	东风	贵州	赤鹏江	拱坝	160	325	270	50	1988

三峡大型水利枢纽,面对一系列岩土工程技术难题,如船闸高边坡的计算分析与建设。三峡是世界上规模最大的船闸,它的人工边坡是世界罕见的;深水围堰的兴建,在40m的深水中抛土建围堰也是世界罕见的工程;库区滑坡体的分析,大坝及升船机的开挖稳定都运用了先进的数值分析技术,数十万根锚索锚杆加固的研究为锚固力学引入了断裂力学与损伤力学的方法。

二滩水电站的拱坝高 245m,为世界第三位。在基岩上建高坝要求解决建基面的力学分级,稳定性评价方法,多裂隙岩体的强度及变形分析方法。在二滩设计中引入了非线性损伤断裂力学,建立了高坝稳定分析系统。二滩地下厂房的规模为世界第四,洞室群的施工优化系统使地下工程得到了发展。高 165m 处于复杂地基上的李家峡拱坝和二滩拱坝一样都已建成运行并经受了洪水的考验。在大坝地基加固处理方面也得到发展。在大坝软弱夹层运用了混凝土置换、抗剪桩、传力峒及 600t 位的锚拉技术等,为高坝建设了罕见的加固措施。

二、高坝建设中的岩土工程问题

高坝建设中遇到的岩土工程问题主要有下列几个方面:

1. 勘探技术方面

高坝基岩的勘探,尤其是对复杂地基的勘探遇到了许多与工程地质、岩体力学有关的难题,如区域性的构造稳定、复杂岩基、风化基岩的力学特性等。高坝工程要求对复杂岩体构造做出较详细的定性分析与随机分析[3]。20 世纪的勘探工作主要通过地质构造勘探,对岩层的力学性质试验,为岩体力学提供了必要的资料。近年在国际上发展起来的切层扫描技术(COMPUTER TOMOGRAPH),GPS 技术(GLOBAL POSITIONING SYSTEM)已经较普遍地应用于坝工勘探。但在我国还只有少数单位可以做这方面的工作。GPS 利用人造卫星定位,在工程上可达 1mm 的精度,已运用于三峡工程。COMPUTER TOMOGRAPH 类似地质雷达,可以在地层切面,用超声波将地质构造进行描绘,对提高大坝的地基构造认识极为方便,并受到勘探人员的欢迎。比较起来,CT 技术在我国的应用尚有较大的差距,再者使用 TV 成层技术进行岩体构造分析,目前国内外都还处于探索阶段。过去地质岩体构造主要靠地质员手绘,而目前在使用 TV 扫描后进行软件分析,就可描绘地质的构造,这方面的技术也在发展。

2. 水利水电建设中的岩体质量分级及其发展趋势

岩体质量分级按照不同的工程类型,如大坝主地基、边坡开挖工程等,进行不同的分级。岩体级别虽然同样需要考虑岩体的强度、变形性、透水性、开挖难易程度和开挖后边坡稳定性等因素,但不同的水利水电工程各有其自身的特性,例如混凝土坝主要考虑岩体的承载力和渗透性以及大坝允许的变形,地下建筑物则主要考虑开挖工艺和围岩的稳定性,边坡工程则主要考虑开挖的难易程度和边坡稳定性。也就是说,对不同的工程对象,所要讨论的岩体工程地质分级的要求也不一样,由单因素岩体分级法发展为多级因素综合分级法。单因素分级法的分级指标分别为:(1)按岩石抗压强度分级;(2)按风化程度分级;(3)按岩石质量指标(RQD)分级;(4)以弹性波速度 V_P 分级。

多因素分级法有:(1)GOODMAN 按岩体连续性分级,主要是对坝基岩体的承载能力作出评价,分级的因素有岩体强度与变形特性,裂隙岩体分布的密度,裂隙的连续性,裂隙的开度,裂隙面的特性及充填物的特性等,将坝基岩体进行工程地质评价,从而与岩体的物理力学参数发生关系。GOODMAN 在 RQD 的基础的提出 了 RCI(ROCK CLASSIFICATION INDEX)定量的标准,它反映了岩体内裂隙分布频率,成为表征岩体承载力的重要因素。(2)西班牙图末罗等人的坝基岩体分级,图末罗法考虑了岩石的强度,岩体的变形特征,岩体的渗透性,包含了岩体和岩石的特性,其缺点在于没有考虑岩体的地质条件,没有建立岩体级别和抗剪强度的相互关系。(3)我国多因素分类法及岩体力学参数的选定在 1985 年出现了损伤力学岩体分类法,此法采用计算机模拟,将损伤力学引入岩土工程,从而用多因素法全面地解决了岩体的力学强度及变形准则,并结合对大坝建基面的评价进行岩体分类,成为国际先进的技术[9]。

3．大坝稳定计算分析模型的进展

引用非线性非连续介质模型对大坝稳定进行分析已成为20世纪的重大发展,可以进行大坝的破坏模拟,远远地超出了弹性力学的应力应变分析范围,可以算出大坝的超载破坏或降强破坏的极限值。对坝基和拱坝坝肩分析已由下列各种程序实现。

三维非线性大坝分析程序[10]。如清华大学引入断裂损伤力学模型,对大坝和地基连同在一起进行稳定分析。我国二滩拱坝(245ｍ),小湾拱坝(275ｍ),溪落渡拱坝(305ｍ),李家峡拱坝(165ｍ)等十余座拱坝都是用这种方法计算的。非线性拱坝稳定分析可以给出大坝的整体稳定,这是前些年所没有的。

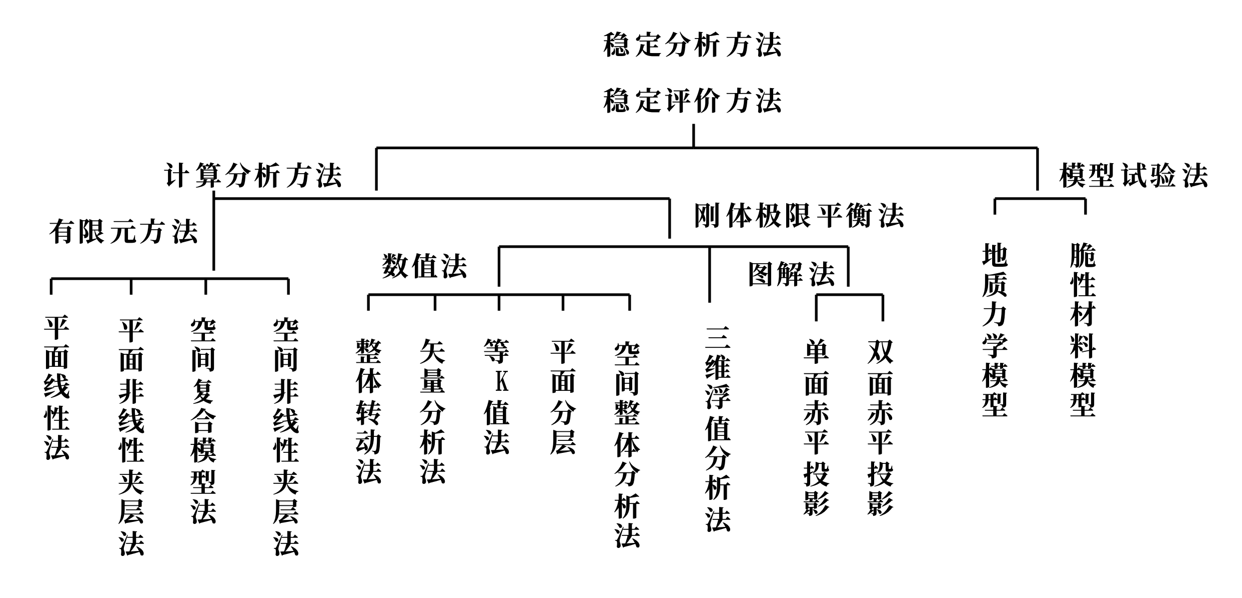
国外使用的FLAC,ABAQUES,DDA,UDEC等程序也可以对大坝的稳定进行分析。

界面元法或刚体弹簧法也被广泛引入对大坝基础的连续分析。非连续介质可以计算大变形、开裂发展及破坏后状态,这都是新的突破,从而使复杂地基上修坝进入新的阶段。一些过去认为不可能修建的地基目前都可以经过处理进行利用。

4．坝基岩体稳定评价及其发展趋势

研究坝基岩体工程的关键在于评价岩体的稳定性,无论坝基岩体分级,还是岩体力学参数选择的研究,其最终目的都是为研究岩体稳定性服务。由于岩体结构非常复杂,且有地下水作用,因此对岩体受到外界荷载以后,其破坏机制的研究仍在不断地探索。同时,影响坝肩岩体稳定性的因素很多,除了两岸地形、地质因素外,还与工程的枢纽布置、泄洪消能方式、拱坝体形选择、施工方法以及基础处理措施等有密切关系。

虽然影响坝肩岩体稳定性的因素很多,但是研究岩体稳定性的方法应是在一定外在因素作用下,主要研究岩体的变形、破坏过程及破坏机制。根据不同的破坏机理,拟定不同的稳定分析方法,再根据不同的分析方法,选用不同的岩体力学参数以及相应的安全系数。目前,坝肩岩体稳定分析方法主要采用计算分析法和模型试验法。在我国《混凝土拱坝设计规范编制说明》中,就目前的分析方法列出表格,见下面框图。



评价拱坝坝肩岩体稳定,是拱坝设计中面临的最困难的问题之一。因为:

(1)它

质条件以及岩体力学特性。它不象拱坝本身那样，从外形、材料到构造都可置于人为控制之下;

(2)上述的地质条件和岩体力学性质,都埋藏在地下,只能通过有限的勘探手段,在有限的几个点上测定,很难做到全面、准确;

(3)岩体材料是一种不连续块体,岩体中含有潜在的和实在的不连续结构面,它们的产状、特性、形式、分布都千变万化,并将岩体切割成为由大小块体组成的不连续体。

三、土坝工程

1．土坝建设是岩土工程发展中的一个重要领域,由表 11-6 可见,国外土坝已达 325m 高,远高于混凝土坝。在我国,土坝成为最普遍采用的一种坝型,目前已建成的土坝有六万余座,占我国大坝总数的 90%,其中坝高 15m 以上的约有 1.5 万座。工程量较大的土坝体积达 $1.5\times10^8 m^3$。在我国的土坝中,大部分是碾压式土坝,初期多用土料与砂卵石料,其后经过实践,采用风化石渣作坝壳,也建成了大量的土石坝。1958 年,试验成功了水中填土法筑坝,并在华北、西北黄土地区和广东砾质粘土地区建成 700 多座,最大的坝高达 60m,从坝高来说,已接近当时的国际水平。只要根据土石料的性质,放在坝体内适当的部位和采用适当的施工技术,几乎任何土石料都可以用来建造土坝。砾质土、风化岩以及开挖泄水建筑物基础的石渣已经被广泛地采用于筑坝,已可利用机械将风化岩石开挖后压碎作为防渗体,把不同的土石料拌和后建成强度高的防渗体已是普遍采用的技术了。冻土筑坝在我国东北地区已经有了一定的经验,用沥青混凝土塑料薄膜等材料作为土石坝的防渗结构也有了很大发展。

由于岩土技术的发展,不良的地基地质条件都可以经过处理作为土坝的基础,采用水泥粘土灌浆方法已成功地处理了深达 225m 的砂卵石层。用混凝土防渗墙处理的砂卵石层已有深达 131m 的实例,在深 183m 的透水冲积层上采用土铺盖防渗,承受水头达 140m。在我国,简单而有效地处理了宽达 150m 的断层破碎带。施工较简单、费用较省的泥浆防渗槽已被采用,化学材料灌浆也被引入了土坝的坝基处理工程中。在深厚的淤泥地基上,采用砂井加固或其他措施,也已建成许多土坝。

2．土力学作为岩土技术的一部分,近年来已有了很大的发展。土坝设计中凭经验的办法逐步提高到科学理论的高度,以下几个方面有了突出的进展。

(1)土的强度力学模型已有了新的进展,如在高应力下土的强度和压缩特性,在振动条件下土的强度特性等都有了新的进展。

(2)土坝的稳定分析已经从古典的圆弧滑动面的假定,发展到条分间具有作用力的任意滑动面的新的计算方法。

(3)土坝分析中计算机数值方法的引入,基于土的极限平衡条件和非线性变形性质,研究坝体和坝基应力和应变的有限元方法有了发展。

(4)坝体变形和裂缝的研究引入大坝的仿真破坏模拟,是当前土力学的尖端课题。剪切带(SHEARBAND)的发展,裂缝处的分叉及应力局部化问题用来模拟大坝的破坏,从而估算大坝的破坏安全度,这在计算方法方面成为重要的课题。

(5)土坝渗流的非均质三向电模拟试验方法已有了新的发展,用有限元方法模拟土坝渗流,使得许多复杂渗流情况得到数值解。

(6)在地震情况下,土坝边坡稳定分析的动力分析方法可将地震波的性质和土的抗震特性合在一起进行动力分析,如土坡的砂土液化问题已有了研究和试验,并用于实际工程。

(7)根据初始渗流坡降和侧向变形的固结与变形分析方法已经提出,使得孔隙压力和变形计算更能反映真实情况。

(8)本构关系的研究改变了长期以来以线弹性多孔介质模型研究变形问题,以刚塑性模型研究强度问题的方法,从而结束了本来一个由应力应变强度到稳定连续发展的过程被人为割

裂开来的局面。这是土坝设计中的一个带有根本性的革命,这主要是由于计算机发展已引起数值计算方法的发展。土坝的计算已产生了系列的变革,使弹性力学、弹塑性力学、弹粘塑性力学、连续介质力学、松散介质力学、损伤力学等的新理论和新方法为土坝设计开辟了新的领域。线弹性模型只适用于安全系数较大、不发生屈服的情况,对于一般土坝的力学特性,应用弹塑性模型是比较合适的。但由于弹塑性模型甚为复杂,故一般土坝设计多限于非线性模型。目前土坝非线性模型,首先是 DUNCAN CHANG 1970 年提出的应力应变非线性土力学模型,但是这种模型显然是不能反映土坝建造及工作时的真实变形的,故而当前弹塑性模型的应用已引起国内外的注意。

弹塑性模型的研究可以反映土坝的工作路径,故非常重要。国内外从 60 年代开始就重视弹塑性模型的研究,之后就出现了大量的本构模型,到目前有三百多个,但其中最重要的模型仍是剑桥模型和拉德—邓肯模型。国内发展了多屈服面模型、广义塑性力学模型、黄文熙模型等。

土的强度理论、有效应力理论、固结理论也有了很大的发展,和有限元结合为计算土坝的应力、变形、沉降、孔隙应力等状态作出了贡献,这在过去都是不可能的事,而今已成为土坝计算的常用模型及方法,解决了长期以来没有解决的问题,高土石坝的沉降、强度及应力状态都靠这些计算才能解决。

(9)土坝材料的种类已在土力学中开拓了广大的新领域,将土料分为粘性土与无粘性土,并涉及到了黄土、红土、膨胀土、冻土、分散性土及土工织物合成材料都成为土坝的材料,将土力学研究的空间延伸到了更大的材料空间也是 20 世纪的成就。土力学对复合材料的研究成为重要的关键,是一场革命,本世纪的一个根本性的事件就是土质结构的微细观研究与宏观力学特性的集合,土的细观结构的滑动、破损、压密、拉裂等将和土体宏观的蠕变、流变、破坏、大变形相联系。尽管这些研究至今还没有得到充分应用,但它们已是 21 世纪的课题了。

(10)土坝的稳定。土坝的稳定破坏机制的研究,并应用于大坝设计是 20 世纪的一个重要发展,土坝稳定性的破坏具有滑动、液化与塑性流动等三种状态。

土坝滑坡时,常在滑裂面上出现剪切抗力不足而出现剪切带(SHEARBAND),这是土体分叉软化的机制。这个剪切带可能是圆柱状、折面、平面或更加复杂的曲面,美国泰明德坝在施工时,由于坝基软弱土层的强度不足,因而沿着坝基结合面以下 0.3m 的层面发生滑动,出现圆柱状的滑裂面,克陵顿宁坝在施工快完成时,由于中央防渗体填土太软,强度很小,因而出现向上游堆石棱柱体的推滑。

土坝的液化发生在细砂或均质砂中,液化常常是由于饱和松砂在受到振动或剪切而发生的体积收缩,此时砂土孔隙中的水分不能立即排出,部分或全部有效应力即转变为中和应力,从而砂土的抗剪强度减小为零,砂粒就随着水的流动而向四周流散了,砂土的孔隙比愈大,透水性愈小,受力体积愈大和受力愈猛,砂土发生液化的可能性也愈大。液化与爆炸、地震有关,美国特派克坝,荷兰渭斯普铁路桥引道路基由于火车振动而发生液化。

土坝的塑性流动是由于土坝坝基内的剪应力超过了土料实际的抗剪强度而发生的,变形超过弹性极限,坝基常常出现裂缝、沉陷,软粘性土的坝与坝基都有可能出现这种塑性流动。

对土坝稳定进行有限元计算、刚体滑动法计算,这是当前的成就,也是 21 世纪的课题。计算大坝的破坏,从刚体法到弹塑性法分析,已展开了一个广阔的领域,数值分析方法开创了新世纪的新课题。

(11)沉降计算与固结理论。水工建筑物的沉降是土力学中的一个重要课题,过去一直是

根据沉降曲线、弹性力学作些粗略的估计，而今天则是在沉降计算和固结理论方面有了巨大发展，大坝沉降计算由计算单一固结沉降到分析计算初始沉降、固结沉降和次固结沉降。太沙基很早就推得了固结理论方程，主要为沉降计算服务，但实际上只在一维状态下是精确的，对于二、三维问题并不严格。比奥从较严格的固结机理出发推导了正确反映孔隙压力消散与土骨架变形的相互关系的三维固结理论。通常，将太沙基的三维方程称为拟三维固结理论，而将比奥的三维方程称为真三维固结理论。从1941年比奥方程建立以来，由于无法得到解析解，一直没有得到广泛应用。随着计算机的发展，真三维固结理论才得到更多的重视，并用于实践。1969年开始由桑德胡和威尔逊推导了变分原理并应用于有限元法。

四、地下水电站建设中岩土工程的成就

地下水电站是指引水道、调压井、压力管道、主厂房及其一部分附属洞室、尾水洞室等均位于地下的电站。在地质条件允许的情况下，可充分利用围岩的承载能力减少支承结构，节省钢材、水泥，降低工程造价。地下水电站发展很快，自1904～1907年德国建造了世界上第一个地下水电站以来，据不完全统计，全世界已有400余座地下水电站投入运行。我国第一座地下水电站厂房——古田溪一级电站于1956年投入运行。目前，我国已有地下电站50多座。世界上一些大型地下电站的资料，见表11-8。

国外一些大型地下厂房　　表11-8

水电站	国家	装机容量 (10^4kW)	台数×单机台 (×10^4kW)	设计水头 (m)	地下厂房尺寸 长×宽×高 (m)	厂房埋深 (m)	地质情况	开始发电年份
拉格郎德二级	加拿大	532.8	16×33.3	137.1	483×26×47		火成岩 变质岩	1979
丘吉尔瀑布	加拿大	522.5	11×47.5	312.5	300×25×50	256	片麻岩 花岗岩脉	1971
罗贡	前苏联	360	6×60		200×28×68		砂岩	1983
拉格郎德四级	加拿大	263.7	9×29.3	112	257×33×46			1984
麦卡	加拿大	261	6×43.5	170	237×24×57	245	花岗片麻岩云母岩	1976
泡卢李丰苏四厂	巴西	246	6×41	112.5	209×24×53	88		1979
戈登施勒姆	加拿大	241.6 (181.6)	8×22.7	152	270×26×40	150	砂岩页岩	1968
奇科森	墨西哥	240(60)	2×30	180	205×21×43	181	石灰岩	1980
卡博拉巴萨初期	莫桑比克	200(240)	8×30	103.5	220×29×57		花岗片麻岩	1975
英古里	前苏联	130(200)	5×40	325	164×25×54	160	石灰岩	1977
马尼克三级	加拿大	118.5(130)	5×26	94	177×22×38		辉长岩	1975
内萨瓦尔河约特	墨西哥	108(118.5)	6×19.75	81	169×22×40	88	砂岩砾岩	1964
底诺维克	英国	180	6×30	536	153×24×52	450		1982
腊孔山	美国	153	4×38.25	286	150×22×27	210	砂岩	1978
新高濑川	日本	128	4×32	229	163×27×54	276	花岗闪绿岩	1979

奥多多良木	日本	121.2	4.×30.3	383	133×25×49	195	石英岩 凝灰岩	1974
奥吉野	日本	120	6×20	530	158×20×42	250	页岩	1978

续上表

水电站	国　家	装机容量 (10^4kW)	台数×单机台 (×10^4kW)	设计水头 (m)	地下厂房尺寸 长×宽×高 (m)	厂房埋深 (m)	地质情况	开始发电年份
玉原	日本	120	4×30	518	114×27×50	300	流文岩 辉绿岩	1982
新丰根	日本	112.5	5×22.5	203	140×22×46		花岗岩 辉绿岩	1973
特里奥马乔尔	意大利	104	8×13	746	196×21×60	130	片麻岩	1972
霍恩贝格	德国	100	4×25	575	219×19×33	380	花岗岩 花岗片麻岩	1975
北地山	美国	100	4×25	220	100×23×40	188	片麻岩 石英岩	1972
奥清津	日本	100	4×25	470	124×25×35			1978
下乡	日本	100	4×25	387	171×22×46	150		1983

随着岩石力学的发展及设计施工技术水平的提高,地下厂房开挖断面越来越大。世界上最大的电站为俄罗斯的地下厂房——达罗贡电站,其跨度28m,高68m。我国二滩水电站的地下厂房高达58m,跨度26m,已是世界一流水平。我国的刘家峡水电站的地下厂房开挖宽度也达24.5m,高58.8m,长86.1m。白山水电站开挖宽度为25m,高54m,长121m。它们都进入国际先进行列。

有些水电站承受着高水头,如法国的拉巴斯(LA BATHEIE)电站,承受水头1 171m,总装机容量为5×10^5kW,地下厂房长130m,宽25m,高32m。挪威的EIDFROID电站,水头为1153m,装机容量为112kW。该电站用39km长的隧洞利用4条河流的水量,连通几个湖泊。我国第一座高水头电站——盐水沟水电站于1966年投入运行,电站水头为629m,引水隧洞直径3m,长2 783m。

引水隧洞的长度也有很大的发展。据不完全统计,国外已建10km以上的水电站水工隧洞有50余条,其中长13km以上的有13条。最长的隧洞如南非奥伦治,菲什灌溉发电引水隧洞,直径4.8m,长83km,于1997年完成;无支洞的最长隧洞为新西兰的莫奈恩戈发电引水隧洞,直径3.3m,长19.3km。国外若干引水长隧洞的资料,见表11-9。

国外已建的一些发电引水长隧洞(洞长10km以上)资料　　表11-9

隧　洞	国　家	洞　长 (km)	直　径 (m)	断面面积 (m^2)	流　量 (m^3/s)	支洞或竖井	工作面	主要岩石	施工起迄年份
伦达恩	挪威	28.5		43.0	60	4支洞	9		～1992
勒查伯	英国	24.2	4.5	17.7		7支 4井	23	花岗岩 片岩	～1930
瓦尔特利纳	意大利	22.6	4.9	20.2	67	7支洞	14		～1959
欧肯宾图穆特	澳大利亚	22.3	6.4	32.2	142		4		～1959
帕勃洛鲍奈	秘鲁	20.0	3.0		15	5支洞	11		1968～1971
曼塔鲁	秘鲁	19.8	4.8			2支洞	6		1966～1973

续上表

隧　洞	国　家	洞　长 (km)	直　径 (m)	断面面积 (m^2)	流　量 (m^3/s)	支洞或竖井	工作面	主要岩石	施工起迄年份
莫惠恩戈	新西兰	19.3	3.3		20		2	砂岩 板岩	1969～1976
阿尔克-伊泽尔	法国	19.0	5.3		70		2	片麻岩 页岩	1975～1978
托开	挪威	17.0		75.0	120		9	石英岩 绿岩	1961～1975
卡斯特尔伯罗	意大利	16.8		12.5	30				～1947
里策姆	瑞典	16.3	11.0		260		4	云母 片岩	1972～1977
南达	瑞典	16.2	4.3		45				～1959
凯马诺	加拿大	16.2	7.6	45.6	136		4		1951～1953
奥拉	挪威	15.9		27.0	46	4支洞			～1953
马尔戈维尔	法国	15.3	4.6	15.0	50				1938～1951
英古里	原苏联	15.0	9.5		450	8支洞	10	石灰岩 有岩溶	1963～1978
赫姆西尔	挪威	15.0	4.4	18.0	28		7		～1959
吐马-图穆特	澳大利亚	14.3	3.8		100				～1961
艾德福特	挪威	14		35.0	80				1974～1978
洛特鲁	罗马尼亚	13.5	5.2						1966～1972
比阿斯-萨特累季	印度	13.2 12.3	7.6 8.5		212 255	1支洞 2支洞	3 5	千枚岩 板岩 花岗岩	～1965
罗泽朗	法国	12.5	4.4	15.0	50				～1960
普鲁伊姆斯	奥地利	12.3	5.3		75		2		～1957
伯尔西米斯	加拿大	12.2	9.4	70.0	425		6		～1955
勒尔达尔	挪威	12.0	8×5.5	40.0		1支洞	3	硬花岗岩	1963～1964
波阿乍西麦戈	意大利	11.5	3.5	9.4	34	4支洞			～1957
基达图	坦桑尼亚	11.0		80.0					1971～1975
黑部第四	日本	10.4	4.8	18.1	72				～1961
马尔他主级	奥地利	2x10	4.9		72			片麻岩	～1970
卡富韦	赞比亚	10.0	11.6×11.1	117.0	252			花岗岩 板岩	1968～1971

国外大断面隧洞资料见表11-10，如瑞典的斯托诺福尔斯水电站，位于花岗片麻岩中的尾水隧洞长3950m，宽16m，高26.5m，断面390m^2，并且没有衬砌。我国龚嘴电站最大开挖尾水

隧洞宽度达16m,刘家峡水电站尾水隧洞最大开挖尺寸为宽11.4m,高18.9m。

国外已建成的一些大断面隧洞(断面积200m² 及以上)资料 表11-10

水电站	隧道用途	国家	开挖断面		长度(m)	过流量(m^3/s)	主要岩石	建成年分
			条-长×高	面积(m^2)				
斯托诺福尔斯	尾水洞	瑞典	1-16×26.5	390	3950	850	花刚片麻岩	1958
皮尔其柯斯基	尾水洞	芬兰	1-16×236/29.0	350/450	2560	500	花岗岩	1960
卡博拉巴萨	尾水洞	莫桑比克	2	300	240;320	共2200	片麻岩	1975
上土洛马	尾水洞	前苏联	1-15×20	290	675		花刚片麻岩	1964
戈登施洛姆	尾水洞	加拿大	2-14.6×20	290	762	共2200	砂岩页岩	1964
桑督洛姆	尾水洞	前苏联	15×20	280	535		花刚片麻岩	
麦卡	尾水洞	加拿大	2-15.2×18.3		361;457	共1800	石英长石片岩	1976
哈塞尔	泻水洞	瑞典	1-15×18.4	260	3400	500	红色片麻岩	1956
巴克拉	导流洞	印度	2-18.3ф	258	730;785		红色片麻岩	1958
拉格郎德二级	尾水洞	加拿大	4-13.7×19.8		各1220	共4300	花岗片麻岩	1978
塔贝拉	导流,泻洪洞	巴基斯坦	4-16.78ф	255	660;700	共21500	石灰岩片岩	1972
拉格郎德二级	导流洞	加拿大	2-15×18	246	762	共7400	花岗片麻岩	1975
东北扬川	引水洞	日本	双门洞 26×10.6	245	415			1963
阿斯旺	导流,引水洞	埃及	6-17.5ф	242	282	共6000	花岗岩砂岩	1967
卡伯拉巴萨	导流洞	莫桑比克	2-16×16	235	400;540	共4500	片麻岩	1971
邱吉尔瀑布	尾水洞	加拿大	2-13.7×18.3	231	692	共2200	正长岩片麻岩	1971
胡佛	导流,泻洪洞	美国	4-17.1ф	229	各1220	375	安山岩角砾岩	1933
其尔福尔孙	引水洞	瑞典	13×16.5		3700	共8840	花岗岩	1953
戈登施洛姆	导流,泻洪洞	加拿大	3-15.9×15.9	208	各762	400	砂岩页岩	1964
哈斯普兰盖特	尾水洞	瑞典		204	2430		花岗岩	1952
托克尔	导流洞	前苏联	1-13.×15.4	200			石灰岩	1969
马尼克三级	导流洞	加拿大	1-16.8ф		711	2400		1971
凯班	导流洞	土耳其	2-14.5×15.2	220	700	共4450	石灰岩片麻岩	1974
麦卡	导流,泻洪洞	加拿大	2-13.7ф		893;1093	共4250	石英长石片岩	1968
福尔纳斯	导流洞	巴西	15ф		1678	6000	页岩石灰岩	1958
布烈依	导流洞	前苏联	2-17×22		860;990	共14600		1977
奇科森	导流,泄洪洞	墨西哥	3-15ф		各900	共17370	石灰岩	1976
卡比尔	导流洞	伊朗	2	200	各900	共5000		1972
罗贡	导流,尾水洞	前苏联	2-上段 12×12 下段14×18			共3730	砂岩泥板岩	1977

从岩体力学看,地下厂房建设的重大发展在于以下几点:

(1)设计理论的发展。过去将地下洞室的围岩视为外载,采用普氏或者太沙基散粒体理论进行稳定分析。20世纪60年代以来,设计理论有了重大的改革,即将围岩由外载转变为承载

结构,设计理论则由松散体理论变为弹塑性体理论,建立了岩体支护的概念。

(2)地下洞室的计算方法已由定性经验法发展到数值模拟法,其中两类方法贡献最大:一为不连续体即块体法,将岩体分成一系列的块体,运用关键块(KEY BLOCK)法、DDA法、不连续变形法、DEM、离散元法对地下洞室围岩进行分析;二是将围岩看成连续介质,即按弹塑性模型进行分析。一般分析在地应力、渗水等作用下进行开挖时,对围岩稳定进行评定。计算机的运用为地下洞室的计算开辟了新的道路。

(3)稳定的判据:地下洞室的稳定分析和地面结构有很大的不同。地面结构用安全系数作为判据,分析结构的安全度。而地下结构则根据不连续介质及连续介质的变形稳定进行分析,根据弹塑性理论和不连续体理论计算岩体屈服变形、块体滑动变形,看是否达到稳定收敛作为判据。岩体失稳的因素甚为复杂,计算岩体稳定要以多种方法多种力学模型进行分析。目前,分叉理论、局部化理论(LOCALIZATION)及稳定局部化问题已经成为下个世纪研究的新课题。当前仍以屈服、变形、状态作为判据。

(4)喷锚支护加固地下结构成为本世纪地下岩土工程中最具有革新的实践与理论领域。为了加固岩体及保持地下洞室的稳定,常采用锚杆、锚索及喷射混凝土等工程措施。实践说明,喷锚支护具有很高的效率,如在软岩中,甚至打入土钉都能对地下洞室稳定起很大的作用,往往超过计算的预期结果。近期在对喷锚技术的分析中引入损伤力学、断裂力学、弹塑性力学后,使喷锚技术的理论分析更加完善,也证明了喷锚技术是此领域中瞩目的新技术。

20世纪新奥法施工(NATM)已显示出了很大的优势,使岩体加固由刚性加固向柔性加固发展。大跨度、软岩中开挖地下洞室,多有赖于新奥法及喷锚加固,不过理论计算还有待于喷锚理论分析与研究的发展。

(5)洞室群的施工优化:水电站的地下洞室往往成群出现,如主厂房、引水管及副厂房、交通洞、调压井等,规模巨大,在施工安排上,可以有许多不同的配置,如主厂房分为几层施工,引水管分为不同层次施工,诸管道互相组合施工,从中可以找出有利围岩稳定而且经济的施工方案。从全局出发,求出优化方案,找出最优的分析施工模拟系统,这也是近期的发展。

第三节　铁路建设中的岩土工程

一、综述

自1887年中国修建第一条铁路以来已有一百多年的历史,但只是新中国成立以来才开始大规模的铁路建设。近50年来新建铁路三万多公里、改造既有铁路二万多公里。许多新建铁路穿越地形困难、地质条件复杂的地区。除此外,修建了准高速铁路,实现了全国主要干线列车的提速,进行了高速、重载铁路的一系列研究,在铁路岩土工程技术方面解决了不少难题,取得了很大的进展。

铁道建设中的岩土工程包括铁路岩土工程勘探、路基、桥梁基础工程及隧道工程。各类工程中在下述领域中获得了突出进展:

(1)遥感、物探、原位测试、岩土试验;

(2)滑坡、崩塌、泥石流及岩溶等复杂工程地质条件下的铁路工程;

(3)软土、膨胀土、黄土、冻土(季节冻土及多年冻土)等特殊条件下的铁路工程;

(4)风沙地区的铁路工程;

(5)锚杆挡土墙、锚定板挡土墙、加筋土挡土墙、抗滑桩、桩板墙、锚索抗滑桩及土钉墙等各种支挡结构工程;

(6)重载及高速铁路路基;

(7)复杂条件下桥梁及基础工程;

(8)复杂条件下长、大隧道工程。

二、铁路岩土工程的勘探技术发展

铁路工程依地质条件选线反映了铁路岩土工程勘探的综合水平。如衡广复线大瑶山隧道、大秦山军都山隧道等把岩石力学、构造地质学和区域地质学等理论以及航测遥感和技术与铁路岩土工程紧密结合,提高了铁路岩土工程勘探技术水平。西安至安康铁路跨越秦岭地段充分采用了遥感、地面测绘、多种物探和必要的钻探相结合的综合勘探方法,提出了比较齐全的分析资料,基本查明了该段地质构造格局,确定了对方案有重大控制作用的主要断裂构造,分析了地下水的分布,了解了不良地质现象的类型和分布。在综合分析的基础上结合铁路设计的技术条件,确定了最佳的越岭方案。

国外对铁路工程的勘探是十分重视的。例如英法海峡隧道就利用了海峡地区有利的地质条件使隧道工程大部分洞身置于地质条件较好的白垩系泥灰岩中,隧道的平、纵断面设计走向依随该泥灰岩,保证了工程顺利完成,在两年零七个月的时间内完成了 49.3km 海峡隧道工程。

我国在铁路岩土工程勘察技术方面与国际先进水平还有差距,特别是在查明和预报突发性涌水、涌泥技术方面尚有待提高,以避免使工程受到损失。

三、复杂工程地质条件下的铁路工程

(一)滑坡

滑坡是在重力作用下斜坡部分岩体或土体沿一定软弱面或软弱带整体缓慢(有时急剧地)地以水平位移为主的变形。大规模的滑坡常常造成严重的危害。

我国是个多山国家,山区铁路约 32 000km,占已有铁路总长的 60%以上,而滑坡崩塌是山区铁路常发生的地质灾害,占山区地质灾害的 80%以上。山区铁路的大规模建设和地质灾害的严重性促使了滑坡研究的开展,探讨了各类滑坡发生发展的机理、滑坡监测、滑坡预报,研究了滑坡稳定性评价理论和滑坡整治措施,使我国滑坡研究及治理工程技术有了长足的发展。

滑坡类型多,影响因素复杂,涉足许多门类学科。国内、外对于滑坡研究大体上相似。我国铁路部门的研究特点是:

(1)重视滑坡本身岩土体及其周围环境地质条件,分析滑坡发育和控制条件,用地质力学理论确定滑坡的边界条件和定量数值,并以勘探手段证实动力条件和边界条件。

(2)关于滑带土抗剪强度的选择,按滑坡的不同发育阶段、特点确定。对于土质滑坡,以实际滑坡反算值为主,综合分析,对比确定。

(3)稳定性评价多采用工程地质比拟法进行分析。

滑坡预测预报采用遥感技术,与国外相比在应用的广泛性和设备的配套水平上有待加强。滑坡的时间预报是一个难度较大的技术问题,国内、外都曾进行过成功的预报。日本对一些崩塌性滑坡,根据试验和位移观测预报很准确。我国宝成铁路 343km 处的滑坡、陇海铁路卧龙寺滑坡及长江北岸新滩滑坡预报都是很成功的。“滑坡时间预报及监测报警技术”的研究成

功,使滑坡预报提高到了一个新的水平,若干滑坡预报时间与滑坡发生时间的对比见表 11-11。从表可见,我国的滑坡预报已有很高的准确性,据报道,采用无线遥测跟踪预报方法可以进行"小时预报",如焦家村滑坡的小时预报认为在 1996 年 2 月 12 日 17 时 40 分至 2 月 16 日 12 时将发生剧滑,结果是在 1 时 8 分发生破坏,急剧下滑,主要滑动历时不到 1 分钟,整体破坏滑动历时 10 分钟,滑动体积 $4\times10^5 m^3$ 左右。

滑坡预报　　表 11-11

滑坡名称	预报时间	实际发生时间
甘肃黄茨大滑坡	1995 年 1 月 31 日～2 月 7 日	1995 年 1 月 30 日 2 时 40 分
青藏线关角隧道路堑滑坡	1995 年 8 月 24 日 13 时～14 时	1995 年 8 月 24 日 13 时 53 分
焦家碳化硅厂滑坡	1996 年 2 月 5 日 17 时 30 分～2 月 6 日 12 时	1996 年 2 月 6 日 3 时 51 分
焦家村滑坡	1996 年 2 月 12 日 17 时 40 分～2 月 16 日 12 时	1996 年 2 月 13 日 1 时 8 分

在滑坡整治工程技术方面,国外对大型滑坡均予以绕避,避免造成工程损失。我国铁路部门在整治滑坡中曾绕避和整治了大量的滑坡工点,在整治工程中主要的措施是:

(1)滑坡排水。多采取地表水和地下水的排除措施相结合,以排除地下水为主。排水措施有:边坡渗沟、支撑渗沟、排水平孔、疏水渗沟(截水、排水)及疏水隧洞。

(2)支撑(挡)工程。采用各种支挡工程在滑坡前部支撑滑坡。主要工程措施有抗滑挡墙、锚杆挡墙、抗滑桩。

抗滑桩是利用桩与其周围岩、土的共同作用,把滑坡推力传递到稳定地层,以地层的锚固作用和被动抗力平衡滑坡推力的工程措施。50 年代修建宝成铁路整治史家坝隧道进口石灰岩顺层滑坡,首次采用了抗滑桩。在此以后,川黔、成昆、贵昆、湘黔、枝柳、梅七、太焦、阳安、鹰厦、南昆等许多铁路的滑坡整治过程中大量地应用了抗滑桩。抗滑桩的结构有了很大发展,除了单排桩、多排桩,还有承台式抗滑桩、排架式抗滑桩、刚架桩、拉杆抗滑桩和锚索抗滑桩。还发展了桩与挡墙相结合的支挡结构,如桩拱墙将拱形浆砌片石墙支撑在抗滑桩上阻挡滑体下滑。

滑坡研究的成果为滑坡治理技术的发展已经打下了良好的基础。为了在该领域跨入世界先进行列,还应着重深入开展各类滑坡发生、发展机理的研究,利用现场观测、模型试验和计算机技术多种手段使滑坡治理技术进一步发展。关于滑坡预测,除进行预报技术理论研究外,还应在已取得成果的基础上,积累资料,分区普查,进行全国区域性滑坡预测预报研究工作。在滑坡观测方面,应加强观测仪器的研究,促进测试技术的发展。在整治技术方面,应继续开发新型结构的研究和采取多种治理措施,以使我国滑坡治理技术向更高水平发展。

崩塌与落石是陡峻岩质山坡在重力或其他外力作用下的崩落,往往使铁路建设和运营蒙受重大损失。长期以来,防崩落的主要工程措施是在铁路建筑物靠山侧上方拦截、引导,如设置拦石墙、棚洞等。近年来开发使用了以钢绳为主要构成材料的柔性防护系统,称为"SNS(Safety Netting System)柔性防护系统",利用钢绳网 - 支撑绳 - 锚杆 - 稳定地层的传力过程,可用于覆盖式主动防护,亦可用于拦截被动防护。在宝成铁路复线工程中应用效果很好。

(二)泥石流

泥石流是我国铁路部门仅次于滑坡、崩塌的严重地质灾害,据不完全统计,我国铁路泥石流沟约 1400 多条,给铁路建设和运营造成巨大损失。例如成昆铁路从 1970 年到 1981 年的

11 年间，沿线有 47 条沟爆发 60 余次较大的泥石流，最为严重的是 1981 年 7 月 9 日成昆铁路利子依达沟泥石流，冲毁桥梁，冲走机车和两节车厢，损失和伤亡巨大。

为了防治泥石流，铁路部门进行了大量研究工作并取得了较高水平的成果。对铁路沿线的 1124 条泥石流沟进行了普查，建立了 883 条泥石流沟技术档案，对泥石流沟的调查应用了遥感等手段判释。在对泥石流成因分析的基础上提出多项影响因素及量级评价、统计分析和量化处理方法，提出了泥石流的综合评判法则。

对于泥石流的预报，在吸收国外经验的基础上研制了多探头流位报警器、地面震动报警器等多种报警装置，并提出了中短期区域性预报方法。对泥石流的防治，建立了"绕"、"拦"、"排"的工程措施原则和"避重就轻"、"宁宽勿窄"、"按沟设桥"、"隧道绕避"、"生物防治"等具体工程措施。

由于泥石流问题的复杂性，加之我国自然地理复杂，生态环境破坏严重，综合管理体系不健全，使对泥石流的防治增加了难度。同时，在泥石流动态观测、运动机理方面的研究还较落后，有待深化，预报的准确性和新型防治工程也需进一步开发。

(三) 岩溶

我国是世界上岩溶发育地区之一，岩溶常给铁路造成很大损害。岩溶地区的铁路岩土工程的突出问题是准确查明岩溶的具体位置和发育形态，以及地下工程中岩溶突发性涌水、突泥的评估和预报。

在我国岩溶极发育的西南地区铁路建设中，从岩溶发育条件出发进行综合研究基本了解了岩溶发育规律，进行了岩溶地面塌陷模型实验和观测，对岩溶塌陷防治积累了较丰富的经验，对岩溶的勘探采用了多种物探方法。

在铁路长大隧道工程中，几乎都发生过突发性涌水、突泥，以岩溶地区最多、最严重，曾给工程造成重大损失。对于涌水、突泥试用过水平衡法、水动力法、比拟法、水理法、井泉补给法等多种处理方法，国外积累了较多资料，但由于各种方法均适用于一定的水文地质条件，尚未形成配套技术，今后还要加强预测预报技术的开发与研究。

四、特殊土条件下的铁路岩土工程

(一) 软土地区的铁路工程

随着沿海地区铁路建设的发展，软土地基加固处理的工程很多，主要的技术进步包括设计计算技术的发展、测试技术的发展和施工技术的发展。其中数值分析推动了软土本构模型的发展；精密的实验控制与广泛的原位测试等工程实测参数为工程设计与理论研究提供了可靠的依据；施工技术和工程新材料的应用为软土地基加固不断开拓了新方法。

据不完全统计，铁路部门在近三十多年中设计修建了数以百公里计的软土路基和铁路建筑物，并先后在宁波、余杭、湖州、三水、汤新、武汉、陈冲、大布、腰古、黄浦、基塘、连云港进行了现场原型筑堤试验，通过原型筑堤试验检验各种处理方法的效果，研究加固机理，改进设计计算方法。

例如，1986 年到 1988 年间，在连云港软土上进行了 6 段的原型筑堤试验，历时 2 年多，试验比较了袋装砂井与塑料排水板的排水固结效果，也比较了天然地基和采用土工织物加固地基的破坏模式和加固的效果。当试验堤加高到 4.04～4.35 m 时，在长 90m 的土工织物段和天然地基段试验堤上有 70m 的试验堤同时发生了近似对称的滑动破坏，在试验堤中心产生倒 V 形(深度 3.5 m 左右)的张性裂缝，基底有一楔形(天然地基)或梯形(土工织物加固)的核部，

土工织物在核部两测形成 S 形的弯曲而被剪断。

软土路基加固处理采用了以下工程措施:

1. 排水固结法

袋装砂井和塑料板排水固结是广泛采用的方法。近年来把这一方法与真空预压法相结合,取得很好的效果。由于排水固结法效果好,施工简便,工程造价较低,所以深度 20m 以内的软土地基多采用这种方法。

2. 粉体深层喷射搅拌法

采用生石灰粉或水泥粉,利用粉喷搅拌机械加固软土地基。目前加固深度不大于 13m。这种方法除新建铁路外,对既有铁路在运营条件下,也采用此法加固软土地基以适应提高地基强度的需要。国外此法加固深度可达 15m。粉喷搅拌施工机械以瑞典、日本生产的较好。铁道部第四设计院和上海探矿机械厂共同生产的粉喷机,最大加固深度为 12.5m。

3. 旋喷法

旋喷法加固深度较大,既可用于新建铁路亦可用于既有铁路软基加固。铁道科学研究院和郑州铁路局于 1976 年将这一方法用于桥墩、路基下沉、岩溶基础等软弱地基加固,并用于桥梁基础的纠偏工程。

4. 挤密砂桩

挤密砂桩加固深度可达 20m,国外已达 30m。铁路部门于 1978 年开始用于加固软土路基。

5. 石灰桩

目前我国铁路部门使用石灰桩加固软土的深度较浅,一般不超过 6m,多在既有的软土路基上加固。如武汉铁路枢纽南环线用石灰桩处理软土路堤下沉,收效良好。国外有的工程加固深度可达 15m。

6. 土工合成材料加固

我国铁路部门从 80 年代开始将土工合成材料大量用于软土路基。三茂、衡广、陇海、萧甬等铁路的软土路基都采用了土工合成材料。将合成材料设置在路堤底部的砂垫层上,使垫层起反滤、排水、隔离、加固和增强的作用。在试验工程中多次结合工点的具体条件进行了多种加固方法,如塑料排水板、袋装砂井、土工织物、人工复合地基、天然地基等的对比实验,获得了十分丰富的资料。

在大量工程实践和实验的同时,铁路部门还进行了软土路基加固的离心模型试验,对软土路基的稳定性、地基与路堤的变形及破坏、软土地基上路堤的极限高度、软土地基表层硬壳的作用进行了试验和分析。

铁路部门还特别重视研究控制软土路基竣工运营以后的后期残留变形——后期沉降的问题,以适应不断提高的列车运行速度的要求。由于列车动荷载对基床动应力的影响,低矮填土路堤的地基强度与变形也是一个迫切需要解决的问题。

(二)膨胀土地区的铁路工程

我国是膨胀土分布最广的国家之一。我国铁路通过膨胀土地段的总长度约占全国铁路总长 1/5 左右,膨胀土造成的危害成为铁路运营的重大隐患。膨胀土地区的铁路路基普遍存在基床隆起和边坡变形,严重的变形造成列车慢行或中断运行。

70 年代开始,铁路部门进行了膨胀土研究工作,在铁路沿线的一些典型地段建立了研究基地,对膨胀土的特性、试验技术、基础理论以及工程处理措施等方面均取得了丰富的资料和

成果。在此基础上,1989 年颁布了《铁路膨胀土工程技术暂行规定》、《铁路膨胀土工程地质勘测规则》。

膨胀土地区铁路岩土工程采取的主要技术措施包括:

1. 基床变形的防治

采用基床部分掺砂或掺土的方法收到了良好的效果。为改变膨胀土的性质,掺入石灰法效果良好。另外,改性灰土桩也是一种有效方法。但是无论采取什么方法,均应注意疏水措施。

应用土工合成材料防治膨胀土地区基床变形,其中包括无纺土工织物、土工格室等在理论上和实际工程中都证明是可行的。今后应当制定适合我国国情的标准规范,以利于进一步应用。

2. 边坡防护工程

边坡防护工程是膨胀土地区不可忽视的,其中浆砌片石护坡和护墙防护效果最佳。植物防护也是一种行之有效的防护形式,灰土护坡、土工网垫、土工纤维护坡也收到较好效果。

3. 边坡的支撑工程

采用边坡支撑渗沟或挡土墙加固膨胀土边坡是保证边坡稳定的有效措施。在膨胀土地区的铁路工程中修建的改性土桩和加筋土挡土墙都获得了成功。

4. 膨胀土滑坡整治工程

改性土桩整治膨胀土路堤滑坡效果显著,已在一些工程中应用。由于膨胀土滑坡具有浅层性和多次滑坡的特点,若设挡土墙,可设一级或多级抗滑挡土墙。亦可根据工程具体情况采用抗滑桩。由于抗滑桩工程造价昂贵,应慎重选择或用小型钻孔桩群取代。对于膨胀土滑坡同样应当采取综合整治的原则处理。

(三) 其他特殊土条件下的铁路工程

1. 黄土地区的铁路工程

黄土在我国干旱、半干旱地区广泛分布。由于黄土形成的年代和成因对黄土地区的铁路工程有重要影响,所以我国铁路部门对黄土的分类,常以其形成的时代、成因为依据来确定地基的强度、压缩性、湿陷性与湿陷等级对路基边坡坡度以及路堤填料优劣进行评价。概括地说,将黄土依形成时代的不同,分为老黄土(中更新世以前)和新黄土(晚更新世以后)。其中又分为若干亚类。

对于不同时代、成因的黄土边坡,采用适用于不同边坡高度的边坡形式是保证边坡稳定的有效方法。在边坡设计中常采用工程地址比拟法和力学验算法。边坡形式包括直线形、折线形(上陡下缓)和阶梯形(大阶梯平台或小阶梯平台)。

黄土地区的铁路工程应设有良好的排水设施,因为排水对保证黄土路基稳定及良好状态有着特殊重要的意义。

2. 盐土地区的铁路工程

盐土又称盐渍土。铁路工程中的盐土是指地表土层 1m 厚度内,易溶盐含量大于 0.5% 的含盐土。盐土在西北干旱地区分布很广,且含盐量很高。由于盐土特殊的物理、化学和力学性质,给铁路工程带来许多困难。我国从 50 年代起先后对兰新、青藏铁路的盐土问题进行研究,解决了盐土铁路工程的许多技术关键问题,主要包括:

(1)盐土的形成条件:盐土是土层盐渍化过程的产物,是干旱地区气候、地形、地质、水文地质等自然因素综合作用的结果。

(2)盐土的工程性质：盐土的工程性质与土体所含盐的类型有关，分为氯盐渍土、含亚氯及亚硫酸盐盐渍土、硫酸盐渍土和碳酸盐渍土。它们有着不同的工程特性。

(3)超氯盐渍土路基：国内、外均规定了盐渍土用做路堤填料的允许含量。我国青藏线通过柴达木盆地察尔汗盐湖南岸地段的盐土含盐量最高达 37.6％(氯盐)，同时含有其他多种盐类。经试验研究，采取保留基地盐壳、严格压实及其他措施，利用超允许含量盐土修筑了铁路路基，取得了成功。

3．多年冻土地区的铁路工程

由于世界气候变化及经济开发活动的影响，我国东北高纬度多年冻土逐渐退化，目前对铁路工程最有影响的是高海拔地区多年冻土。我国在多年冻土地区建设了 1 400 多 km 的铁路线，主要分布在西藏和东北多年冻土地区。从 60 年代初开始进行多年冻土地区的铁路工程研究，并取得了很大进展，在 1973 年编制了《青藏高原多年冻土地区铁路勘测设计细则》(初稿)，在 1982 年编制了《东北多年冻土地区铁路勘测设计若干规定》，反映了多年冻土地区铁路建设的经验和对多年冻土基本规律的认识。这些进展主要包括：

(1)多年冻土的分类及其物理力学性质：按多年冻土土的类别和总含水量分为少冰冻土、多冰冻土、富冰冻土、冰冻土及含土冰层。

(2)多年冻土地区的不良地质现象：不良地质现象主要有：地下冰、冰锥、冰丘、热融滑塌、热融沉陷、热融湖(塘)及冻土沼泽。

(3)多年冻土路基工程及其他工程：东北多年冻土路基工程施工中积累了较多的经验和资料，对青藏高原冻土进行了多年研究，初步掌握了多年冻土的特性。根据不同特性采用保护多年冻土或破坏多年冻土的设计原则，对多年冻土地区的不良地质地段进行个别设计；对富冰冻土以上高总含水量的多年冻土的路堑边坡及基床部分或全部换填，做好保温、排水工程且放缓一级边坡坡度。

对于铁路工程建筑物的基础，宜放在天然冻土上限以下，以利用冻土的承载力保证基础的稳定。

青藏高原冻土的研究成果有待铁路工程的实施验证和深化。应当说明，由于气温的上升，对多年冻土地区影响很大，就使这一地区的铁路工程又面临需要解决的新课题。

4．风沙地区的铁路工程

我国通过沙漠地区的铁路，约计 1 000km，有沙害的线段 200 多处，约 800 延长公里，绝大多数发生在沙漠化地区。

我国在西北、内蒙的铁路建设中从 50 年代开始进行铁路防沙研究。在铁路路基本体及两侧一定范围内进行防风固沙，防止铁路被风蚀或沙埋，保证路基稳固。上述措施对保证路基本体稳固起到了良好作用。关于防沙措施，以植物固沙为主，机械固沙为辅，控制沙源防止沙害，取得了十分显著的成效。在防沙、固沙理论研究中进行了模型实验和长期观测，对输沙运动规律有了进一步的了解，有效地指导了防沙、固沙。例如，“包兰线沙坡头地段铁路治沙防护体系的应用技术”的科研成果，集中体现了我国在沙漠地区防沙、治沙的成就，建成了长达 55km，面积 83 000 亩，由固沙防护带、灌溉造林带、草障植物带、前沿阻沙带和封沙育草带组成的“五带一体”铁路治沙防护体系。

风沙地区的铁路工程是一项涉及到规划、勘测、岩土工程一系列环节的综合体系，因此应当加强综合研究。国外在采取防沙、固沙措施的同时，还进行了土质改良的尝试。我国已生产和试用了土壤固化剂，效果良好，但对能够促进植物生长的新材料还有待研究和开发。铁路防

护林是为铁路防风固沙而设的，若结合地区经济开发和大环境的生态平衡统一规划就会收到更好的效果。

五、路基支挡及防护工程

我国铁路路基抗滑支挡工程的建设与发展，大体可以分为两个阶段。在60年代以前，以浆砌片石重力式挡土墙为主，因为山区铁路工程的重力式挡土墙片石材料可以就地取材，具有施工方便的优点。在土压力计算理论方面采用库仑理论和朗金理论。当具有第二破裂面产生条件时，按第二破裂面计算土压力。在60年代以后，出现了不少新型的抗滑支挡结构，并在结构形式、设计理论、设计计算方法、工程实践等方面取得很大的进展。

由于铁路建设中对支挡建筑物结构要求和新材料的使用，除了重力式挡土墙外，还采用了以下类型的挡土墙，这些新型支挡建筑物是60年代开始逐步应用的。

锚杆挡土墙；

加筋土挡墙(拉筋包括钢拉筋、钢筋混凝土拉筋和聚合材料拉筋)；

锚定板挡土墙；

桩基挡土墙；

椅式挡土墙；

桩板墙；

排架抗滑桩；

抗滑刚架桩；

拉杆锚固桩；

垛式挡土墙(预制杆件拼装)；

扶壁式挡土墙；

预应力锚索抗滑桩。

我国铁路支挡建筑物结构形式多、针对性强，设计巧妙，在世界上处于领先地位。例如，抗滑桩自60年代开始大量采用，经过三十多年的工程实践，已成为我国山区铁路整治滑坡的重要措施。在成昆、湘黔、襄渝、南昆、襄石等铁路干线，先后设计并竣工的挖孔抗滑桩近4 000根，解决了路基高边坡支挡加固、滑坡整治工程的要求。襄渝铁路一隧道山体发生滑动，用挖孔抗滑桩整治成功。又如适用于陡峻山区铁路建设中陡坡路堤支挡的桩基托梁挡墙，在成昆铁路的建设中应用于铁西、白果、拉白等处的路段，近300延长米，与扩大基础挡墙相比，务工量节省35％，挖基量节省70％。

今后要逐步解决各种新型支挡建筑物的标准化、系列化问题；研究和开发高大支挡建筑物预应力化和施工拼装化，以在这一领域中适应国外发展趋向；进一步研究和开发适应铁路特点的加筋材料，以进一步推动加筋土挡土墙在铁路建设中的应用。

铁路路基边坡防护除了片石防护外，还进行了植草防护的研究和应用(紫穗槐、小冠花以及无芒雀麦等)。植草防护是国外边坡防护的首选和主要方式，它具有防护作用，也具有浅层加固作用。

六、土工合成材料的应用

土工合成材料的开发和应用，我国起步要晚于国外，但发展是迅速的。我国铁路部门于1982年率先在国内应用土工合成材料防治铁路路基基床翻浆冒泥，其后应用于软土路基、支

挡结构以及路堤填土边坡的加强。

(一)铁路路基基床翻浆冒泥整治工程

在路基基床表层铺设土工合成材料复合沙垫层,形成道床下的复合结构层,利用土工合成材料的分布荷载作用、隔离作用、反滤作用及加筋作用等改善基床的工作状态,达到防治基床翻浆冒泥的目的。

用于翻浆冒泥的整治工程已采用的土工合成材料主要有:

土工织物(无纺);

土工格室(固格网);

聚合胶板;

塑料(聚乙烯)排水板;

复合土工织物等。

国外土工合成材料品种繁多,其中土工织物中夹有螺盘管以及由针刺土工织物、土工网格与不透水材料组成的复合型材料均可用于翻浆冒泥防治工程,国内尚有待开发应用。

在我国既有铁路线上,EPS材料(聚乙烯泡沫塑料)被用来整治路基冻害而铺设在基床表层,起保温防护作用。日本将 EPS 用于许多工程,如软土路基地基处理、支挡结构、滑坡整治、路桥过渡段处理、填方置换、落石棚洞等。我国也将其用于落石棚洞,减轻棚洞顶部荷载。

(二)软土路基地基加固工程

在铁路软土路基地基加固工程中广泛采用排水固结法。工程中曾采用土工织物袋装砂井代替砂井。其后又采用排水板,现已广泛采用。铁路建设中使用的排水板累计已达数千万平方米。

除排水固结法外,采用土工织物(编织型)、土工格栅铺设在铁路路基基底垫层中,构成加筋垫层也是比较成熟的方法。根据设计,土工合成材料可铺设一层或数层。这种加筋垫层方法也曾与灰土桩构成复合地基的加固方法结合使用。

(三)支挡建筑物及土体加固工程

支挡建筑物应用土工合成材料以代替传统的如钢等建筑材料或用以开发新型支挡结构。国外已应用高强度、聚脂多股丝芯材外包聚乙烯的高强度索代替钢材用于土钉墙和锚杆挡土墙。其抗拉强度可达 75kN 以上,具有抗拒腐蚀的优点。铁科院西北分院和铁道部专业设计院采用小变形、高强度的土工带在南昆线修建了土钉墙。由于铁路荷载大和为保证运营安全,普通土工带仅在个别站场或支线上使用。现由于土工格栅(单向冷拉)强度高、变形小,且在国内研制成功,定会推动铁路加筋挡土墙的发展。

为提高土质路堤的整体性和边坡的稳定性,在铁路路堤边坡部位铺设一定间隔多层土工织物或土工格栅是加固填土路堤的有效方法,我国已在不少新建铁路中应用。日本高速铁路路基称此为填土的‘层厚控制材”。

国外用于支挡结构的土工合成材料品类还有很多,如纤维土挡土墙等,我国尚待研究应用。

在铁路路基边坡防护工程中已采用了土工网垫,效果很好。但水下边坡的防护应用土工模袋还很少。顺便指出,铁路水害抢险工程中土工织物(编织)袋是应用非常广泛的。

七、铁路桥梁及隧道工程

(一)铁路桥梁基础工程

我国在已往的一百多年的铁路建设中,修建了数以万计的桥梁。特别是中华人民共和国成立以后,桥梁基础工程有了很大发展,在许多工程地质及水文条件复杂的大江大河中修建了深水大型基础工程,为桥梁基础工程技术发展作出了贡献。

我国铁路桥梁基础工程按工程类型有以下五类:

1. 扩大基础

扩大基础具有结构和施工较简单的特点,但在较复杂的条件下,为提高承载力、增加开挖深度、减少开挖数量及防水措施,采取了以下措施,使扩大基础增加了通用范围,降低了工程造价。

(1)更换基底土层;

(2)加固基底土层(如压浆、帷幕加固等);

(3)冻结法(天然冷气冻结);

(4)混凝土围堰护壁;

(5)喷射混凝土护壁;

(6)挖孔桩护壁;

(7)井点降水。

2. 桩基础

(1)钢筋混凝土桩及预应力钢筋混凝土桩。钢筋混凝土桩基础在我国桥梁基础中始于20世纪初。1970年经不断改进采用了预应力钢筋混凝土管桩,并应用于武汉长江大桥(硬质岩层,水深30～35m,打入岩层15～20m)、余姚江桥和奉化红桥软土地基(打入河床43.52m)、南京长江大桥(入土深度达48m)等一系列条件复杂的工程中。

(2)钢桩: 铁路钢桩基础应用不多,但在修复、加固及个别新建工程中(如金山支线黄浦江桥)均有应用。

(3)大直径钻孔灌注桩:60年代西南铁路建设中发展使用了钻孔灌注桩基础,此后在全国各地的铁路建设中成为一种普遍采用的桥梁基础。

(4)挖孔灌注桩:挖孔灌注桩适用于各种土层,施工方便,于60年代末开始采用,现已成为一种重要的基础形式。但在施工安全及斜孔桩方面还有待进一步研究。

随着桩基础的发展,在设计理论方面有了很大提高。如钻(挖)孔桩单桩承载力计算、桩周极限摩擦力、桩底承载力参数,以及桩侧横向抗力计算方法、桩侧地基系数、桩身弹性曲线微分方程计算方法(m法)等,使我国在这一领域与俄、英、美等国基本上处于相应的水平。

3. 沉井基础及沉箱基础

沉井基础是我国铁路桥梁基础应用最早的一种形式。在深水基础中曾使用了浮式钢沉井及浮式钢筋混凝土沉井(南京长江大桥4～7号墩)。为减小沉井下沉阻力、降低沉井井壁厚度,先后采用了触变泥浆套及空气围幕等方法使沉井入土深度达到50m。近年来,由于钻(挖)孔桩的应用,沉井基础应用逐渐减少。

沉箱基础在60年代以前曾在铁路建设中应用,采用这种基础形式的铁路桥梁计有25座,目前已不使用。

4. 管柱基础

1957年建成通车的武汉长江大桥采用管柱基础解决了该桥水深(最高峰水位至基岩46m)、流急,且高水位持续时间长的难点。管柱基础中管柱直径大于1.5m,在套管内吸泥取土,强迫下沉,依靠导管灌注混凝土。自武汉长江大桥之后在我国许多桥梁基础工程中采用,

并使该项技术得到发展。主要的进展是:管柱直径增大到3.0m、3.6m及5.8m;管柱使用的材料包括钢筋混凝土、预应力混凝土和钢管柱;入土深度增加,目前已达45.5m(南京长江大桥)。

(二)铁路隧道工程

中国是多山国家,铁路隧道统计至1997年末,正式运营的有5 200座,总长2 457.8km,居世界之首(若按已建成的统计,有5 500座,超过2 700km),其中许多隧道通过软弱围岩、断裂破碎带以及大量涌水的地层。有不少隧道是复杂条件下的长大隧道。已经运营和正在修建的部分技术条件复杂的长大隧道,见表11-12。

我国部分长大铁路隧道　　表11-12

隧道名称	铁路名称	长度(m)
凉风垭隧道	川黔铁路	4 270
关角隧道	青藏铁路	3690
南岭隧道	衡广铁路	6 061.8
关村坝隧道	成昆铁路	6 107
平型关隧道	京原铁路	6 190
沙木柱达隧道	成昆铁路	6 379
驿马岭隧道	京原铁路	7 032
云台山隧道	候同铁路	8 145
军都山隧道	大秦铁路	8 460
大瑶山隧道	衡广铁路	14 300
秦岭隧道	西康铁路	18 400

我国在铁路建设中综合运用各种科技成果,解决在不良地质条件下,隧道设计与施工中有关岩土工程的五个系列难题,积累了大量经验。现阶段,世界先进国家主要在机械、设备规模、系列化水平,以及性能方面领先于我们,质量意识和创新意识方面也很值得我们重视。下面分几个方面加以概述。

1. 隧道综合地质勘探与施工阶段地质预报

隧道工程特别是长隧道工程,地质和水文地质的勘察发展水平是体现隧道科技水平和修建能力的重要标志之一,各国都十分重视隧道地质勘探手段和技术。近年发展的综合地质勘探和强化施工地质预报是重要趋势。施工阶段及时预报开挖面前沿近距离内围岩变化信息,不但包括已存在的地质现象(静态的),而且包括施工引起的地质变化(动态的),因而更为复杂和困难。德、日近年建设高速铁路上的隧道,英、法海峡隧道、日本表函隧道以及现正在修建穿越阿尔卑斯山的新圣哥达隧道和新勒厅堡隧道等都采用开挖面前沿较近距离内的勘察方法。一般是在小型探查导坑内实施,也有在隧道本身工作面附近进行,如新阿尔卑斯山隧道,西康线秦岭隧道等。也有根据需要在隧道的某一地段开挖一段平等堡隧道等,还有在隧道附近另外再挖一个坑道,既用于施工期,又作为运营时的服务隧道,如表函、英法海峡隧道等。中国一般用前两种形式,至今用平导施工的隧道累计总长已超过300km,名列世界第一。随着地质勘察、施工及组织管理技术水平的提高,70年代后期,中国在衡广复线上建设14.3km大瑶山双线隧道,实现了能修建10km以上长大隧道新的跨越。进入90年代,以西康线翻越秦岭的长18.5km秦岭隧道为标志,隧道地质勘察又上了一个新台阶,其一是大幅度地提高了前期地质勘察水平,增加了子阶段程序,并采用了包括野外地质测绘和3～5个片种的遥感判释,广泛应

用大地电磁法、航空重磁法、地震反击法、高密度电法、钻孔水压致裂地应力测试法、钻孔瓦斯参数测定、微构造地应力分析法、地下水参数数值法,水域地质影像法等综合勘察手段和技术,把各种现代化测试手段和传统地质工作方法结合,取长补短,互相验证。在宏观上加深了对线路方案决策起控制作用的地质因素的研究,全面查清了五个越岭部位的460km,地区控制选线的重要地质因素,所选隧道方案避开了活动性断裂带、潜水富集区和放射性高值区,隧道走向与地层主应力间匹配最佳,围岩基本稳定,山前展线通过活动性断裂带最窄。其二是系统开展工作隧道施工地质预报预测,采用地质测绘和各种物探手段,利用线隧道作平导先施工,对前期地质勘探提出的如围岩失稳、地应力、岩爆、岩温和热害、突水、身躯性异常等重点地段,特别是在岭脊附近深埋无钻孔地段问题作进一步探测验证和近距离预报。在此基础上还对线隧道用 TBM 掘进起"保驾"作用。根据平导贯通后的验证,富水性分段和涌水量有较大差别,岩爆点在岭南地段准确率达 80%,岭北地段未预计到浅埋仅 58m 段也有岩爆,其他各项的吻合性十分良好。此外,南昆线上多座隧道的施工预报,有的否定了前期预测的断层,有的预报了前期预测遗漏的洞穴、含水层等,起到了积极作用。但总体说来,施工阶段地质预测预报国内外都在探索发展中。

2. 铁路隧道围岩分类的发展

围岩分类是地质勘察结果供隧道工程应用的一项重要指标,与隧道工程关系非常密切,不仅用以指导施工,还作为预设计阶段选定支护设计的依据,是控制隧道工程投资的基本指标。近二十年国际上为隧道提供可借鉴的岩体分类法主要有:岩石质量指标(RQD)、岩体结构分级法(RSR)、岩体质量分级法(地质力学分类 RMR),有扩 Q 法。近年的发展趋势是:隧道工程在选择修建原则时,否认新奥法还是挪威法,将取决于岩体状态,对 Q 法提出改进性意见居多数。围压力计算,也以围岩类别作为重要参数。中国铁路隧道从 50 年代至 70 年代广泛用前苏联的普氏"岩石坚固性系数"分类法,70 年代中期在总结经验并吸取国内外有关成果基础上建立了从围岩稳定性出发,以围岩结构特征和完整状态为主要指标的分类法。进入 90 年代以广泛实践为基础,提出新的转帐岩分级标准,一方面和国家标准"工程岩体分级标准"接轨,一方面完善了施工阶段围岩分类的判定,采用多变量分析数量化理论方法确定岩级判定系数,现已纳入新的《铁路隧道设计规范》中。1998 年开始随着秦岭线隧道用 TBM 掘进,出现了不同于钻爆破岩机理与施工条件的围岩分类问题,有待理论结合工程应用来分析解决。

3. 信息化设计与施工

新奥法原理在国内外铁路隧道建设中应用较广,其要点之一是根据隧道开挖后围岩变形状态,通过施工监测所得位移数据评价围岩稳定性,适时施作或调整支护参数,甚至调整施工工艺,以充分发挥围岩自稳能力,使支护和工法获得最佳效果。利用监测数据信息化设计与施工是实现理论与实践相结合的有效方法。

变形量测较普遍采用各种收敛计。现阶段日、奥、德等国家较注意设备的量测精度、多功能性、处理集中化方面的发展。量测数据处理方法较常用曲线回归分析,近来也有用时间序列模型和灰色预测模型作为预测变形发展趋势和施测前发生位移的前推估算。稳定性判据是信息化设计和施工技术的关键,国内外研究较多,有收集大量断面量测数据进行分析,归纳提出以围岩强度—极限应变、收敛位移速率和收敛比等三种判据,也有通过计算机模拟列出几种典型条件下的极限位移范围值。目前还不能认为研究已很完善。

信息化设计的另一重要方面是反演分析方法,包括岩体结构模型的假定、参数初值的赋予和根据量测信息反求各种参数,把反演求出的参数对原设计进行修改或验证。铁路隧道只在

重点隧道特殊地段应用反分析法。

4．铁路隧道的可靠度设计

目前地面结构大都以可靠度指标表征的概率极限状态设计。岩土和地下工程可靠度设计被认为是难度较大的工作。日、俄等国有这方面的探索和数据积累。中国铁路在80年代开始对隧道可靠度设计进行酝酿准备，90年代初立项开展“按可靠度理论修建隧道设计规范的可行性研究”，以“荷载—结构”模式为突破口，先转轨后提高，针对目前仍大量采用按传统矿山法施工的模注混凝土整体式衬砌，按通用广义抗力R和广义效应SA建立功能函数进行概率极限状态设计。在此基础上又继续分别对“深埋隧道荷载统计特征”、“隧道素混凝土偏心构件抗压强度统计特征及抗力计算公式”和“铁路隧道衬砌几何尺寸变异结构可靠度分析”等五个子课题研究并取得成果。1998年《铁路隧道设计规范》修订时吸取了这些成果，对模注混凝土衬砌的检算建立了隐含目标可靠指标的以分项系数表达的概率极限状态设计公式。但规范不包括喷锚支护和复合衬砌，这是由于目前隧道围岩各种岩类及一系列相关随机系数的试验统计还未开展，不具备按可靠度设计的条件。

5．不良地质条件下修建铁路隧道的实践

铁路建设遇到不良地质隧道的数量很多，规模和特征不尽相同，主要包括有：(1)断层破碎带；(2)岩溶；(3)岩爆；(4)瓦斯；(5)大量涌水；(6)富水软岩；(7)大变形；(8)地下泥石流；(9)风积沙层；(10)黄土等类别。治理方法上虽然不相同，但基本上都按照首先在查清地质基础上，以改善围岩自稳定和强化支护系统(多属超前支护范畴)相结合的原则，开发采用了一系列适用的设计施工技术。现举几个较典型的实例：

1)富水软塑性围岩隧道

该类隧道较常遇到，但程度上有差别。京九线岐岭隧道进口浅里段通过极严重风化的花岗岩体，属特软岩，遇地下水产生潜蚀而破坏原始结构，呈流塑状，不能自稳，呈液化泥浆状流出。施工难度极大，发生多次涌泥坍塌，地表下沉，无法取得进尺，经各方面专家研究认为，水是造成围岩流塑失稳的主因，因此治水疏水是根本。一定要控制开挖面围岩暴露时间，避免其物理力学性能因含水而降低。因此，增设了排水导坑和竖井，以超前疏排地下水，同时以大管棚与挤压劈裂注浆结合加固地层，开挖后及时封闭支护系统，再加上优化施工工艺和信息化管理等，终于按期完成任务。

2)软弱围岩大变形隧道

青藏线关角隧道、宝中线大寨岭隧道、南昆线家竹箐隧道等在施工中都出现支护大变形，原因各不相同，工程措施也有差别。关角隧道主要因泥质片岩遇水膨胀，底鼓30cm以上而中断行车。整治是加做强大的钢筋混凝土仰拱，把整体道床变为宽轨枕，经运营17年考验未再发生大变形。家竹箐隧道喷混凝土洞壁变位高达80～100cm，在中国铁路隧道建设中罕见。研究认为：埋深大或地层构造运动强烈，围岩中产生了高地应力，若此时围岩强度低则可能出现大变形，反之可能发生岩爆。本隧道的应力比(地应力与围岩抗压强度之比)在30左右，是产生大变形的主要原因。治理的原则是“加固围岩，改善洞形，先柔后刚，先放后抗，变形留够，底部加强”，就是开挖后对高地应力不能立足于硬抗，要有控制地把它逐渐释放。加固围岩主要是设置长锚杆，根据实测和弹—粘—塑性分析，锚杆长要取8m以上；对窄而高的单线铁路隧道衬砌加大其边墙曲率以接近圆形；支护分层施作，先做柔性较大支护力也强的喷锚，包括钢纤维混凝土和可缩刚架，并预留40～50cm净空，以利变形释放应力，而不侵入限界，然后再做刚性较大的钢筋混凝土衬砌，并封闭成环，隧底加设部分长锚杆防止底部隆起。通过这座大

变形隧道的修建,在理论和设计、施工技术上提高了一步,但距先进水平还有一定距离。

3)煤系地层瓦斯隧道

铁路建设中煤系地层隧道并不多见。50年代在贵昆线岩脚寨隧道施工中发生过瓦斯爆炸,造成伤亡的教训。近年在候月线的云台山隧道、南昆线家竹箐隧道等隧道中先后有部分地段通过瓦斯区。铁路隧道与煤矿井巷在防瓦斯问题上有相同之处,也有不同点,主要是隧道开挖断面大,开挖工艺、通风措施上增加了新的内容和难度,其次揭煤的次数因受铁路线路走向控制要增大,如家竹箐隧道工作面先后78次揭煤,有地段瓦斯压力达1.2～1.5MPa。通过学习煤矿经验并结合铁路隧道特点,现已摸索出揭煤前的安全操作、有关判释指标、排放瓦斯办法及一整套施工机械配备模式,基本形成了建设铁路瓦斯隧道的标准和办法。

4)地震区隧道

地震区的隧道不一定完全处在不良地质中,从加强支护衬砌并作特殊处理的观点出发,也可算作一种特殊类隧道,如处在不良地质条件下,则尤其突出。长期以来,地震区铁路隧道延用的是40年以前惯性力法为基础的技术标准。建设南昆线时,由于有200km通过地震区,其中8～9级地段达87km。因此结合工程建设,从波动理论出发,根据结构动力学振动原理,考虑地震波的性质,计及隧道结构的振动特性和围岩对隧道振动的阻尼作用等因素,研究提出了可分别对面波(瑞利波)、体波(P波、S波)的似静力数值计算法,编制了可在微机上运行的三维空间动力有限元计算程序。还做1∶50模型,以重晶石粉、细雨石英砂、凡士林配合模拟不同围岩;用450型MT8结构试验系统及其伺服千斤顶给振动台施加地震力,与有限元分析校核验证,取得了较好一致性。有关抗震材料,重视纵向抗震检算并设置横向抗震缝以减少纵向应力等方面也取得了较好成果。位于9级地震区乐善村隧道的建成,把铁路隧道的抗震设计水平向前推进了一步。

第四节　港口建设中的岩土工程

一、引言

随着社会主义建设和改革开放的深入发展,我国港口建设取得显著成就。到20世纪90年代中期,全国沿海港口深水泊位已达到412个,吞吐能力7亿多吨;内河千吨级以上航道达到5600km。与此同时,港口建设技术,特别是港口岩土工程也有了飞速发展,在软土地基的勘探取土和现场测试新技术的应用,沿海软粘土工程性质的研究,软基加固的工程实践,桩基和其他港工结构基础的设计和施工等方面,都已积累了相当丰富的经验和大量的资料。

二、地基勘探和现场测试技术

近年来,在地基勘探、取土和现场测试方面采用了不少新技术。例如,采用浅层剖面仪在大面积水域中进行初步勘探,并结合少量钻孔,合理地鉴别土类和划分土层。

为了查明我国目前所采用的取土方法中的取土扰动影响,并研究薄壁取土器的取土效果,港口工程勘察和科研单位曾结合工程,先后在天津、青岛、连云港和深圳赤湾港进行了几次软粘土取土技术的对比试验,用固定活塞薄壁取土器与我国现行的常规取土器(敞口厚壁取土器)进行比较[6][12][13][17][18]。研究结果表明,土样扰动对室内测定的力学性指标以及工程设计的经济合理性影响很大。取土器是决定土样质量的关键因素,但钻孔方法、取土操作、土样

运输、贮存及试样制备和试验方法等,也都对试验结果有直接影响。海上钻探宜搭建简易平台,以减少取土时水面波动的影响。建立工地实验室就近对土样进行试验,可以避免土样运输途中的扰动并缩短土样贮藏时间。这两项措施可大大减小土样扰动,在重要工程中应坚持这样做。在保证上述条件下,只要操作符合要求,采用固定活塞薄壁取土器均能取得高质量的土样。其无侧限抗压强度一般比采用厚壁取土器时提高 50%~60%,而其平均破坏应变大致保持在 3%。对于广泛分布在我国沿海地区的中等灵敏软粘土来说,后一数值可以方便地用来作为定量地鉴别土样质量的指标。

在现场测试和原体观测技术方面,除了常用的标准贯入、静力触探、十字板剪力仪、分层沉降标、孔隙压力计、土压力计和测斜仪外,各个港工工程勘察单位均已引入剑桥大学的自钻式旁压仪,研制和推广了多功能触探仪。此外,微机的应用已经普及到各个港口工程勘察和科研单位。有的已将微机用于某些室内试验的自动控制和数据采集,也有的已成功地将微机用于绘制钻孔柱状图和工程地质剖面图等,使工程地质勘察工作的资料整理基本上实现自动化。

三、软粘土工程性质

在我国沿海地区,地基土层大多属于近代沉积层,因此港工建筑物往往不得不建造在深厚的软粘土层上。由于软粘土一般具有含水量高、强度低、压缩性大和透水性小等不利的工程性质,在其上建造建筑物时,容易发生或大或小的工程事故,因此必须对这些土层进行仔细地勘探、试验、分析和研究。

结合蓬勃发展的港口建设工程,对于我国沿海软粘土的工程性质,积累了大量资料[9][10][11]。这些资料表明,我国沿海地区典型的软粘土主要有四类,而且,分布在各地的同类土的性质十分相似。表 11-13 汇总了这些软粘土的工程性质的变化范围。

我国沿海软粘土的几种典型　　表 11-13

类型	天然含水量 w(%)	密度 (g/cm³)	孔隙比 e	界限含水量 (%)		塑性指数 I_p	压缩指数 a_{1-2} (MPa)	不排水强度 Su (kPa)	渗透系数 k (×10⁻⁷cm/s)	颗粒组成 (%)		
				W_L	W_P					砂粒	粉粒	粘粒
淤泥	60~90	1.5~1.6	>1.5	50~55	25~30	25~30	1.5~2.3	5~10	0.1	10	40	50
淤泥质粘土	45~50	1.70~1.75	1.3	40~45	20~25	20	1	10~30	1.0	5	55	40
淤泥质粉质粘土	35~40	1.80~1.85	1.05	34	20	14	0.7	-	10.0	5	60	35
淤泥混砂	35~40	1.80~1.85	1.0~1.15	34	20	14	-	-	-	50	15	35

在这些软粘土中,比较特殊的是淤泥混砂。它在我国华南地区尤其是珠江口附近分布很广。这种土特别不均匀,其中所混砂粒往往成团出现。表面看来,除了颗粒组成外,它的物理性质指标似乎与淤泥质粉质粘土十分相近,实际上,它们的力学性质并不一样。由于混有大量砂粒,这种土的总体表现含水量并不显得很高,但是其力学性状主要决定于填充在砂团和砂粒孔隙之间、将砂粒和砂团包围起来并使它们相互隔开的淤泥,因此其强度往往接近于淤泥,有时还不易取得其原状土样。如果按照钻探时冲洗出来的扰动土样鉴别土类,还可能误将这种土定名为沙土而进行设计,从而导致工程事故。所以在我国《港口工程地质勘察规范》中专门

将这种土列为混合土,并且强调指出,"对此类混合土的承载力,不应用物理性质指标作为评价和计算的依据,应采用力学性指标或现场原位测试方法确定",提醒勘察、设计人员对此不能掉以轻心。

魏汝龙曾根据各种类型的工程实例而总结软粘土中遇到的工程问题及其经验教训,并在此基础上详细研究软粘土的强度和变形性质和各种工程计算方法[15]。

在岩土工程实践中,需要解决的强度问题一般有两个:一是确定土的天然强度,二是确定土的强度在各种不同条件下随着荷重而变化的规律。所谓天然强度,就是土体保持天然含水量不变而在不排水条件下剪切破坏时的强度。已经证明,软粘土的原位不排水强度随主应力偏转而变化,并已推导出其普遍表达式[7]。此外,从大量不排水强度试验资料的统计分析发现,在现有的不排水强度测定方法中,以盒式直剪仪中的快剪试验结果最为零乱。这是由于盒式直剪仪不能严格控制排水条件,利用它进行快剪试验,有时会得出完全不合理的结果。例如,对于饱和粘性土有时甚至得出 $\phi > 20°$。因此,在我国《港口工程地基规范》有关抗剪强度计算指标的条文下有一条附注:"直剪快剪不宜采用"。对于饱和软粘土的强度变化规律,在批判地评述某些现有的粘性土抗剪强度理论的基础上,提出一种综合的抗剪强度理论,以概括用总应力、有效应力和真强度参数定义的各种试验结果,并在它们之间建立关系[8]。这样就可以由常规三轴试验得出的结果推求真强度参数,并用于例如像凝聚力随深度而增加的正常固结软粘土的土压力计算等[14]。

对于软粘土的变形性质,已提出各种非线性弹性、弹塑性应力应变模型,并结合 Biot 理论和有限单元法而应用于软粘土地基的固结和变形计算中[4][15][16][29][30]。

为了进一步降低港工建筑物的工程费用,缩短港口建设的周期,必须对作为港口工程设计基础之一的软粘土工程性质作更进一步的研究。可以先从积累数据着手,收集沿海各港口已有的工程地质资料。为此,要合理地评价现有软粘土的试验资料,并拟订一套统一的整理和统计分析方法,用以建立沿海各地区软粘土工程地质的数据库[21]。

四、软土地基加固技术

港口工程中从 50 年代开始就采用砂井排水堆载预压的方法加固软粘土地基。这种方法后来又演变成袋装砂井和塑料纸板排水,以适应我国大部分淤泥质海岸缺乏砂源的情况。后来,在我国港口工程中又陆续开发出几种加固软基的新技术,例如振冲碎石桩法、真空预压法、强夯法、深层拌合法、填土超载挤淤法和爆炸挤淤法等。

振冲碎石桩法曾用于澄西船厂、高港船坞等工程中,并在烟台港进行过振冲法加固水下地基的试验。

真空预压法与堆载预压法相比,主要优点是加荷时间缩短,工艺简单、费用低廉,最适用于设计荷载要求不太高的软粘土地基。该法曾获得国家科技进步奖,并在天津港东突堤工程国际招标中,以工艺先进、加固效果好和造价低而一举中标。到 90 年代初,全国采用此法加固的面积已超过 10^6 m^2,共计节约投资达 1 000 万元以上。真空预压的工艺还在不断改进。例如,单块铺膜面积已达 2 500～3 000m^2;膜下真空度可达 650～700mm 汞柱以上;抽真空 2～3 个月后,地基固结可达 80% 以上,承载力提高 1～2 倍。此外,室内外试验均证明,真空和堆载的预压效果可以叠加,从而又研究成功真空与堆载联合加固的方法。这就打破了真空预压荷载不能超过 80～90kPa 的界限。

强夯法主要用于加固表层土,包括各种填土(松散砂,砾土,粉煤灰,不饱和的粉质粘土、河

砂或粉土,工业废渣和建筑垃圾,山坡土和生活垃圾等)以及天然的粉、细砂层。到 90 年代初,采用此法加固的面积已超过 7×10^5 m²。此法施工简单,可缩短工期,并节约投资。仅秦皇岛和石臼两个煤港堆场地基采用强夯法加固,就节约了投资约 400 万元。目前在我国港口工程中一般使用的夯锤不超过 16t,落距在 18m 以内,相应的加固深度在 8～9m 内,加固后地基承载力可由 60～100kPa 提高到 200～300kPa,个别的甚至可达 400kPa。在此法基础上,又开发了一种所谓强夯置换石渣桩处理软土地基的方法,它适用于天然强度低、软弱层深厚的沿海软土地基,并已在宁波北仑港区 20 万吨级中转码头的矿物堆场等软土地基中采用并取得成功。

深层水泥拌合法(CDM 工法)是采用深层拌和机,将水泥浆等材料注入地基土中,并与地基土就地强制拌和形成"水泥土",依靠水泥的硬化及其与土粒的反应而使地基得到加固的方法。与国内常用的软基加固方法相比,此法具有以下主要优点:(1)地基土的强度提高快;(2)能可靠地获得所需的设计强度;(3)对各类软土的适应性强;(4)加固的地基变形小。此法在国内首次大规模采用是在 1988 年的天津港东突堤工程中。该工程由我国港工部门与日本有关公司联合施工,先后两次,共完成了 49×10^4 m³ 的拌合体。在突堤南侧 970m 码头中,加固了 216×10^3 m³ 的软土。岸坡加固体的尺寸为:深 14～17m,宽 17.5～21m。不同部位的置换率分别为 100% 和 50%。加固后 60 天,水泥拌和土体的无测限抗压强度大于 2.5MPa,比原地基土的无测限抗压强度大百倍以上。它构成一道坚固的地下挡土墙,使岸坡稳定性大大增强。据初步估计,在包括地震力在内的外荷载作用下,其水平位移将小于 7cm,预计码头承台不再会象唐山大地震时那样由于岸坡积压而造成裂桩等现象。后来,又在突堤北侧 1100m 码头中利用此法加固 20×10^4 m³ 的软土地基,并在加固后的地基上建造重力式码头,为天津港建设中打破习惯采用高桩梁板码头结构型式的传统而开辟了新的途径。但是,这种加固方法的费用相当昂贵。上述 970m 码头岸坡的水泥拌和土的造价为 2 200 多万元,约合每延米 2.3 万元(105 元/m³)。

实际上,早在天津东突堤工程之前,我国港口部门已与其他单位协作,开发和研制成一套陆上深层拌合工艺,但是设备能力小,自动化程度低,且无质量监控手段。在上述工程的经验基础上,港工部门由于 1992 年底自行开发和研制了海上 CDM 船组,并已在烟台港西港池二期工程中投入使用并获得成功。

填土超载挤淤法首先在深圳蛇口港二突堤码头陆域回填工程中采用并获得成功。根据当地经验,凡水下淤泥厚度小于 4～6m 的,利用超高回填,一般可以成功地将淤泥基本挤走,残留淤泥厚度均在 1m 以下。后来,此项经验又推广应用于深圳赤湾港的突堤码头中。

爆炸挤淤处理软基技术在连云港地区经过两年多的试验研究和工程实践,已于 1987 年通过技术鉴定,并在连云港的两大堤工程中得到进一步的应用和改进。

在深圳赤湾港的深厚淤泥上建造防波堤时,曾在海底 1 200m² 左右的面积上铺设土工织物。这是在国内首次采用土工织物垫层、砂垫层和堤侧镇压层相结合的地基处理技术。为了验证和总结土工织物在防波堤工程中的应用,不仅在设计时利用离心模型试验检验各种计算结果,而且在施工的全过程中进行沉降、水平位移和孔隙压力消散等现场观测。该防波堤在短短的一年多时间内就建设成功,并在近 5 年的使用期间,经受台风袭击而毫无损坏。后来,在该防波堤两侧,又建造了多座深水码头,防波堤成为码头后方堆场的一部分而继续发挥作用。

土工织物还在航道整治工程中获得广泛应用。例如在京杭运河丹阳陵口航道整治中用于各种土质互层河段的护坡工程中;汉江整治工程护底采用双层土工布压载块石而作成的软体排等。

五、桩基码头和其他港工结构基础型式

(一)码头基桩类型

自从50年代初在湛江港第一期工程中首次使用预应力钢筋混凝土空心方桩以来,高桩码头在我国港口工程中获得广泛应用,并已有了很大发展。目前,预应力钢筋混凝土空心方桩的最大断面为60cm×60cm。用于高桩台码头中时,其长度最大达56m(在浦东高层建筑中,其最大桩长超过80m)。在南通狼山港区三泊位码头中,还用过直径为80cm的钢筋混凝土八角桩。在某些无掩护水域建造深水码头时,还曾经采用过直径为1.2m、长度达70m的钢管桩。由于钢管桩费用昂贵,而且还带来了难以完美解决的海水腐蚀问题,因此在80年代研制出大直径预应力钢筋混凝土管桩。这种大管径桩采用离心、振动、碾压三种作用的复合工艺,制造直径达1.2m的管节,每节长4m,然后用后张法工艺拼结成28～36m长的管桩。从大直径管桩的整体结构试验、试打和压载试验的情况来看,其桩身的结构强度、刚度、混凝土密实度、耐锤击性能和承载能力均优于传统使用的60cm×60cm预应力混凝土空心桩。该项成果已先后应用于连云港庙岭二期工程的木材码头和集装箱码头、北岭2×10^5t矿石码头、深圳赤湾七号和九号泊位、陈山油码头,以及宝钢三期码头等工程中。与相同外径的钢管桩的技术经济比较表明,大管桩的制作成本仅为钢管桩的1/2,即使其施工费用略高,从综合分析粗略计算,采用混凝土管桩代替钢管桩时,其桩基投资仍可节省约1/3。另外,采用大管桩还可节省大量的防腐措施费。仅以北仑电厂煤码头工程中采用的400根Φ1.2m管桩代替钢管桩的桩基计算,就可节省投资约2000万元,深圳赤湾九号泊位可节约投资1000万元。因此,采用大直径混凝土管桩替代钢管桩,取得了极其明显的社会经济效益。

(二)码头桩基与岸坡的相互作用

码头一般都建于水陆接壤的滩地上或岸坡边,承担着联系水陆运输的任务。为了满足停靠船舶的水深要求,码头前沿通常需要挖掘;而为了与陆上交通相衔接,码头后方却往往必须填高。这样的前挖后填必然会破坏土体原有的平衡状态,导致岸坡变形。但是,以往对于这种不利情况并未引起足够的重视。有时甚至试图在设计中充分利用桩基的抗滑作用来增加码头岸坡稳定性,以达到降低造价的目的。经验表明,在桩基码头设计中,决不可过分依靠桩基的抗滑作用来提高码头岸坡稳定性,否则可能使桩基受到过大的水平推力而导致码头位移甚至结构破坏。这样的事故在我国港口工程中屡见不鲜[2][3][5]。但是,目前还只能通过常规的岸坡稳定分析来调节桩基码头与岸坡间的相互作用。例如,在港工地基规范中规定,对于高桩码头中桩基抗滑作用的利用必须严加限制,使它在岸坡稳定计算安全系数中的贡献不得大于0.1,这样才能使桩基不致受到过大的水平推力而引起破坏。当然,这样的评估和调节方法十分粗糙,事实上也并未能真正有效地防止码头出现上述问题。

从20世纪50年代末期开始,在我国的港口工程中,陆续发现一些桩基码头由于没有处理好岸坡的影响而出现问题[19][20]。例如,20世纪50年代早期建于广东华南某港的一座高桩框架式码头,在竣工后不断向前位移,一直持续20余年不停滞,以致最终不得不予以拆除重建。人们从此得到下述经验教训:在软土地基的岸坡上建造码头时,如果码头宽度太窄,即岸坡坡度太陡而桩排数量较少时,则码头往往不能抵御岸坡侧向变形影响而易发生位移。到20世纪60年代初,又发现华东某港区的一座高桩梁板码头在竣工后不到四年时间即遭受严重损坏,主要表现为直桩和叉桩开裂或断开,以及码头和平台之间挤靠导致两者横梁端部开裂。经过长达一年的原型观测和工地试验后发现:(1)由于码头后方曾大量回填,造成该码头顶面前后

差异沉降高达 50cm，而基桩的开裂程度又与其所在处码头面的前后差异沉降密切相关。码头面前后的差异沉降越大，则其下桩的开裂也越厉害。(2)在已断的靠岸斜桩中埋设仪器并重新连接起来后，测出其轴向拉力在一年内发展到最大达 420kN，而桩顶弯矩最大仅 24kN·m，这表明该桩主要承受码头和岸坡之间差异沉降所引起的负摩阻力，而土体水平推力的影响不大。(3)在进行观测的一年内，码头除了随潮汐的涨落稍有前后摆动外，未发现它在水平方向上有任何可察觉的净位移，而且，码头和平台之间的挤压也无进一步恶化。根据以上现象，可以认为该码头结构损坏主要是由差异沉降造成的。此外，建于 20 世纪 80 年代中期的华南某码头在竣工 5 年后也遭受局部损坏，主要表现为部分义桩帽开裂甚至断开，以及码头和平台的挤靠。这些损坏情况与上述华东某码头中的情况十分相似，不同的是该码头顶面沉降不大，最大的也只有 3cm 左右，而码头位移却高达 12.5cm。因此，最初曾认为岸坡水平变形的影响可能是引起该码头损坏的主要因素。后来，结合其修复工作，在该码头的结构和岸坡中埋设仪器进行了长达半年的现场观测。结果表明，岸坡土体基本上未发生任何可察觉侧向变形，码头和平台之间的挤靠力和靠岸斜桩中的弯矩也无太大的发展，而靠岸斜桩中的轴向拉力都已大大超过平台传来的挤靠力所能产生的数值，这可能主要是由码头和平台之间差异沉降(码头后方堆场的沉降高达 40cm，比码头面沉降大十几倍)引起的负摩阻力所造成的。这些现象说明，该码头结构损坏主要也是由差异沉降造成的，而岸坡侧向变形的影响已逐渐衰减而趋于停滞或消灭。

为了进一步研究码头桩基与岸坡的共同作用，还在室内进行了大型砂槽模型试验、土工离心模型试验和有限元分析计算。通过比较发现，砂槽实验、离心模型和有限元计算所得的桩中弯矩和位移的变化规律基本一致，且与现场观测结果也大致吻合。

通过上述工作，深化了关于岸坡变形对桩基码头影响的机理的认识，并对码头结构提出改进意见。此外，实践证明，利用土工离心模型试验和二维有限元计算来比较，选择或优化桩基码头设计方案，可以弥补现行设计方法的不足，不失为一种行之有效的实用方法。

(三)其他港工建筑物基础型式

除了桩基外，在港口工程中还曾成功采用过许多其他型式的基础结构，其中包括锚碇板桩，斜拉桩板桩，格形钢板桩，大直径圆筒结构，地下连续墙，加筋土挡墙，以及空心、实心方块，大型扶壁，沉井和沉箱等重力式结构等。例如，在黄浦新港 -12.5m 水深的码头中采用大型扶壁结构。在援外工程马尔萨什洛克港水深达 27m、设计波高为 10m 的大型防波堤中，采用重达 7 000t 的沉箱结构。该防波堤经历地中海强风暴多次袭击，始终安然无恙地屹立水中。江阴二线船闸采用地下连续墙及土锚技术，经济效益十分明显。加筋土不仅已相当广泛地应用于一般挡土墙中，还成功地用于码头中。四川长寿白沙湾的最大水位差达 34m，其加筋土码头建成后，经受了多年不遇的暴雨山洪冲刷、洪水淹没和超载试验等，证明它是成功的。

(四)关于沉桩拉应力

钢筋混凝土预制桩的配筋主要取决于施工应力条件，起吊应力和锤击应力，起吊应力条件比较容易验算，而沉桩锤击拉应力的取值比较困难。如取用的拉应力值过小，采用过小的配筋率，可能导致施工中桩被打坏，如 1956 年某码头施工的 45cm×45cm 钢筋混凝土桩，配筋率只有 0.785%，有 33 根桩被打断或打裂。为了比较正确地确定沉桩拉应力，我国港工系统从 1959 年以来，在上海、天津、镇海、南通、湛江等地进行了 100 多根预应力混凝土桩的锤击沉桩拉应力试验，根据试验数据的统计分析，参考国内外的文献资料和工程实践经验，在港工规范中提出根据锤能和锤击速度大小，桩垫软硬程度、桩长及土质等情况，拉应力按 5.0、5.5 和 6.

0 MPa 三级取用的规定[31]。

第五节　公路建设中的岩土工程

交通运输是国民经济的命脉,随着中国经济的快速发展,公路建设的规模和水平也有了很大的提高。据不完全统计,到 1999 年底,全国公路通车里程已达 1 336 000km,其中高速公路 11 000km,已建成的公路大大促进了地方经济的发展。1999 年,在交通运输中,公路客货运量分别占总运量的 90% 和 76%,公路在国民经济中发挥着越来越重要的作用。

但是,我国高速公路总长仅为美国的 1/20,公路密度为 $14km/100km^2$(发达国家平均为 $60km/100km^2$),和发达国家相比,我国公路无论在公路密度、高等级公路所占的比例以及在公路建设技术水平上还有一定的差距,我国高等级公路干线网尚未形成。为了实现交通运输现代化的目标,公路建设部门还任重道远。

众所周知,我国国土约 3/4 是山岭或重丘区,地质情况多变。公路是带状构造物,几十上百公里的公路将不可避免的穿越各种地形,遇到各种复杂的岩土工程问题。在改革开放前,公路建设规模小,公路等级低,所涉及的岩土工程问题不是很突出,但随着全国各地高等级公路的大规模修建,公路岩土工程问题越来越受到有关部门的重视。近十几年来,公路部门在岩土工程新技术应用,岩土的基本性质的研究和工程实践方面都有了长足的进步。

公路工程地质、填挖方路基、软基处理、滑坡整治、桥涵基础、隧道工程是公路工程建设中所遇到的主要岩土工程问题。

一、公路工程地质

近年来,公路工程的勘察、设计和科研单位在地基勘探、取土和测试技术方面有了较大发展。在公路工程地质勘探中,在勘探手段的多样化、勘探精度、速度和计算机应用等方面有了很大的提高,能根据区域地形、地质条件及勘察阶段,选用不同的勘察方法和手段。

在地质勘探手段上,不仅有先进的测绘仪器,而且有种类齐全的勘探机具,包括钻探、物探、原位测试、工程试验等。近年来又成功地引进了一些新的技术,如采用遥感地质判释结合现场勘探对大的路线走向和地质情况进行分析论证。在物探手段上,除电法勘探、声纳河床断面勘探外,还引进了高灵敏度地震仪用于浅层工程地震勘探,取得了较好的效果。物探与钻探结合使钻孔位置布设更为合理,钻孔工作效率也可大大提高。

对导线、水准的布设,一般采用航测方法进行沿线 1/2 000 地形图测量,并根据路线走向采用"GPS"(全球卫星定位系统)仪器对国家三角点加密,用计算机进行导线测量平差等。其测量速度大大加快,测设精度也能得到保证,同时,降低了勘测工作量。

在勘探技术上[1],发明了水压式水下原状取砂器、自由落锤提篮、冻土专用钻机等一大批机具,以大压、快速为主的多年冻土钻探工艺等也有了很大的提高。原位测试技术,取土技术都有了长足的进步,例如内装环刀取砂器、无衬筒淤泥取土器、水冲钻进标贯器、自钻式(预钻式)旁压设备应用等。在新材料使用方面,用金钢石钻头钻进硬质岩石,用特种泥浆如 SM 植物胶液在钻进松散层取样方面均取得良好效果。

为避免土样运输过程中的扰动和缩短土样贮存时间,有的测设单位还配备了工地常规试验室。

交通主管部门投入了大量人力、财力,组织工程地质专业人员,编写了路线,桥位、隧道工

程地质勘察规范,土工、水质和各种材料试验规程,使勘探工作规范化,最大限度的保证了工作质量。

80 年代初,全国公路工程地质科技情报网成立,不断组织综合性及专业专题的经验交流会,对全行业技术发展起到了推动作用。

目前在对付特殊地层如破碎带、风化层和软弱土层取原状土样和取样后试验数据的取得等方面技术仍不成熟,尚待进一步解决。

此外,在地质勘探中,在运用当地已有资料和当地的地质力量方面仍很不足,从长远来看,建立以省市为单位编制公路工程地质图和建立地质数据库,对我国公路地质勘探工作有深远的意义。

二、路基工程

山区高填方路堤是高等级公路修筑中常见的结构形式,公路部门已成功修筑了 30～50m 高的路堤,对山区高填方路堤进行了沉降、稳定性方面的模型试验和研究[2]。离心模型试验主要针对斜坡地形上高填方路堤的情况,模拟填方高度为 30m,斜坡坡度为 1:2 和 1:3,对斜坡地形路堤的稳定、变形情况以及路堤非均匀沉降的分布情况进行了试验,试验表明:对于没有软弱表层的斜坡地形,路堤的稳定性主要取决于填料自身的强度,与地表坡度关系不大。但当斜坡表面有软弱夹层或坡面有水流侵蚀时,高路堤稳定性会明显降低。在较低的成型密度情况下($15kN/m^3$),30m 高的高填方路堤的自身压缩量在高度的 1.3% 左右,斜坡地形上高填方路堤的最大竖向变形一般发生在下坡一侧的路肩位置,对于斜坡路堤,其横向差异沉降较为明显。对高填方路堤的自身压缩问题,提出了非线性有限元法和改进分层总和法[3]。研究表明,高填方路堤的自身压缩量与填方高度呈双曲线关系,对中等压缩性填土,填高 10m 以内的路堤自身沉降量影响不大,对填高较高或压实不好的填土,其自身沉降问题不容忽视。对山区高填方路堤,除需进行稳定性分析外,还应进行自身沉降量计算。

实践表明[4],对于天然含水量接近最佳含水量的一般填料,用 12t 以上压路机碾压,大都能达到重型压实标准 93% 以上的压实度。但对于高含水量的粘性土,特别是残积粘性土,即使使用重型压路机,也往往达不到重型压实标准的要求,对于这一类填料,采用通常的最佳含水量,以单一的轻型或重型压实标准均难以控制压实,通过研究,在我国首先提出不能用压实度作为单一指标,而应采用稠度、压实度和强度等多项指标进行综合控制方法。

通过对马达加斯残积粘土、贵州红粘土、湖北武昌粘性土,内蒙风化湿泥岩、江苏无锡粘性土的工程性质、压实特性、土基承载力的研究以及与一般粘性土比较,发现土的稠度指标可以较好的与不同类型填料的工程性质挂钩,土的稠度(W_c)定义为:$W_c=(W_1-W)/I_p$,其中,W_1 为液限,W 为天然含水量,I_p 为塑性指数。研究表明,对于轻型至重型压实击实范围的填料的稠度指标应在 1.0～1.4,用这种稠度下的土的最大干密度来控制压实,能得到较好的强度和稳定性。这种方法为充分利用当地填料,提高压实土体强度和稳定性提供了有效而实用的手段。一般 W_c 小于 1.0 即可判定为过湿土,对于 $W_c=0.9$～1.0 的过湿土,为可利用的过湿土,一般通过摊铺、翻拌打碎等措施,适当降低含水量即可压实。对于 $W_c=0.5$～0.9 的过湿土,则宜采用添加外掺剂(如石灰、水泥,新固化剂等)方法加以处理。外掺剂的加入,不仅能降低过湿土的含水量,而且扩大了达到规定压实度时的含水量范围。从而使过湿土具有可压实性。试验表明,加入外掺剂的填土,压实后后期强度和稳定性可显著提高。但是过湿土填料施工中遇到的最大问题是过湿土填料粘性较强,还没有一种较为经济有效的办法使外掺剂和

土体充分拌和，这方面的施工工艺和设备仍未完全过关。

对不同碎石含量的粗粒土的压实特性进行了研究，提出了粗粒土的最大干容重试验方法和现场质量控制标准。提出粗粒土的压实质量应通过检测压实后填料的最大干密度与含石量进行控制。

对填石路堤开展了从设计、施工到质量检测的全面试验和研究。研究表明，填石路堤可通过薄层振动碾压达到较高的密实度和强度。对填石路堤，可不控制填料级配，而只对压实层厚、最大粒径、压实机具进行控制。填石路堤的施工质量控制应采用施工工艺控制与质量抽检相结合的方法。

在公路部门较大的设计与研究单位，试验设备一般都已自动化或半自动化，如自动采集、整理数据的新型中高压固结仪、直剪仪、中压常规三轴仪等。部分研究单位和高等学校还配备了大型三轴剪切仪、大型直剪仪、大型压缩仪、动三轴仪等设备，为不同填料的工程性质研究提供了试验手段。

对高海拔低纬度多年冻土地区，经过试验研究，提出了采用路基填土高度和侧面保护措施以保护冻土，保证路基稳定的方法，以当地多年冻土天然上限为主要参数计算路基(保护冻土)填土高度，对路基冻融变形的分析和变形量的计算方法以及控制和减少变形量的措施等。这些研究成果对我国在上述地区修筑公路起到了积极作用。

重新修订了"公路路基设计规范"和"公路路基施工技术规范"，在规范中，采用了CBR值表征路基土的强度，引入了路床的概念，对上路床的填料提出了限制条件。在规范中，对高速公路和一级公路路面底以下80～150 cm的上路堤部分，其压实度由90%提高到了93%。对路基顶面的回弹模量也作了相应的调整，由原来规定的不小于20MPa提高到高速公路和一级公路应大于30 MPa，其他等级公路应不小于25 MPa。

组织有关单位编写了"公路挡土墙设计与施工技术规范"，在规范中，除了应用较广的石砌重力式挡土墙外，还列入了钢筋混凝土的悬臂式挡土墙、扶壁式挡土墙、桩板式挡土墙、锚杆挡土墙等墙型，这些新型挡墙在公路部门已逐渐开始应用。

加筋土挡墙在公路部门也得到了广泛的应用，公路部门制定出版了"公路加筋挡墙设计及施工规范"。目前，已修建的加筋土挡土墙中，墙高最高达40～50m。如，在1989年，在重庆滨江公路的临江一侧，修筑了长达5km的加筋土挡墙，单级挡墙最高处达22m，加筋带采用了聚炳烯条带，单根拉力要求不小于10kN，面板厚度为17cm。挡墙修筑至今，运行状况良好。现在，加筋材料出现了高强复合筋带、土工格栅、钢筋混凝土条带、土工布、高强钢带等材料。在加筋土挡墙的填料选择上，在各地的公路建设中，采用砂砾、粗砂、黄土、粘性土、红粘土、粉煤灰、粘性土掺石灰等填料均获得了成功。但是，在公路部门修筑的一些加筋土挡土墙的实体工程中，也出现了一些工程问题，总结起来，主要有以下几方面的原因：(1)布筋方式不合理，盲目追求高强度筋带；(2)忽略了墙背加筋部分的基础处理和排水措施；(3)对于陡坡加筋土挡墙，没注意整体稳定性的验算。研究表明，加筋土挡土墙应满足最小配筋率的要求，不应盲目追求高强度筋带。对于高度较高的挡墙，除采用分级修筑等措施降低面板受力外，还可采用土工格栅等满足最小配筋率的要求的加筋方式，加筋土挡墙的设计原理应有别于锚定板挡墙。这对减少加筋土挡墙面板变形破坏和其他质量事故具有较大意义。

膨胀土在我国很多地区均有分布，通过对膨胀土路基的研究，提出膨胀土路基工程应以防水、防湿、防风化为主，结合坡面防护，降低边坡高度，连续施工及时封闭路床和坡面以及必要的矮挡墙护脚等。虽然方法简单，但要想取得好的效果，每一个环节都不能疏忽。对膨胀土填

料,应经改性处理后才可填筑路堤,可采用掺4%～8%的石灰(石灰粉煤灰)或其他种类的无机化学改良剂加固[5]。

公路部门对膨胀岩路堑边坡研究不多,从已有工程来看,有的未经处理的边坡坡比即使到1∶2～1∶3仍不能稳定。对膨胀岩路垫边坡,一般采用浆砌片石、浆砌混凝土预制块护坡或重力式挡墙等措施。目前对锚杆挂网护坡、"土钉"挡土墙及锚杆挡墙等措施也在进行试验研究,积累了一定的经验。

对粉煤灰填筑路堤进行了路堤结构型式、粉煤灰压实特性、施工工艺等方面的试验研究,在此基础上,编制了"公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范"。

对路堤部分进行了可靠度研究[6],提出了路堤部分的的沉降与稳定的目标可靠度指标。对沉降与稳定的目标可靠度计算方法提出了建议。对沉降、稳定可靠度分析中的基本变量进行了敏感性分析。对国内十几条高等级公路进行了基本参数统计和校准工程计算,为路基可靠度提供了宝贵的资料。其研究成果已应用于公路工程结构可靠度设计统一标准之中。

对填方路基尽管作了不少工作,在很多方面仍需我们继续努力:

路堤填土属非饱和土,公路部门有关土的理论仍建立在饱和土基础之上,对非饱和土的研究基本没有进行,这种欠缺在填料的压缩、稳定分析中尤为明显。对大粒径填料的研究不够,粗粒土和填石路堤的设计、施工目前仍在探索之中,还没有明确的质量检测标准和手段。关于衰退性材料的研究目前基本上是空白。

半填半挖路基极易造成路基病害,这在多条已运营的山区高等级公路中反映出来,有关防治半填半挖路基病害的研究目前仍然不足。

挖方边坡是常见的另一结构型式,一般采用砌石或混凝土护面墙防护,对边坡稳定性较差的,采取砌石挡墙、喷锚防护或锚杆挡土墙等措施。为满足环境协调要求,其防护方法还有空心预制砌块或挂网植草等。公路部门根据工程地质类化法,对不同的岩土类型,提出了边坡类型的划分,给出了稳定边坡角作为设计的依据。由于实际工程中岩土情况的复杂性,要完全满足相似条件是比较困难的,这种过分简化的方法在深路垫大量出现的今天,暴露出其严重的缺陷。

在一些新修建或正在修建的高速公路中,采用了预应力索支护,系统锚杆与锚杆挂网喷射混凝土防护和边坡平孔排水等新措施。

在京珠高速公路粤境北段,就大量采用了不同类型的处治措施。如该段某高边坡,坡面高度80m左右,主要岩层为灰岩、泥质灰岩、泥质砂岩互层。坡面岩石破碎,块碎石土堆积层厚度在7～16m。在坡脚设置了桩径$(1.75\times2.5)\,m^2$的锚索桩,桩间设置挡土板,锚索桩桩顶下1m和2m处各设置一根锚索,锚索采用4 15.2mm的低松弛高强度钢绞线制作,承载力为500kN。桩顶以上边坡率为1∶0.75～1∶1,分台阶挖设,采用预应力锚索加固,锚索采用6 15.2mm的低松弛高强度钢绞线制作,承载力为900kN。锚索固定在C_{20}钢筋混凝土地梁上,地梁断面尺寸为$(1.0\times0.8)\,m^2$,坡面采用混凝土护面墙防护。坡顶两级台阶采用拱型骨架植草防护,采用长8m的锚杆加固。现该工段已处治完毕。

公路岩土工程者和建设者已经认识到了在挖方边坡加固技术研究上的不足,目前,很多省市已开展了相应内容的研究,主要包括:

(1)公路路垫边坡稳定性评价系统的建立。

(2)边坡加固机理。

(3)数值模拟方法在边坡中的应用。

(4)新的加固措施(锚杆、锚索、压力灌浆等)。

(5)边坡加固措施与环境保护的结合。

相信这些研究工作的完成将对我国公路部门边坡加固技术起到极大的推动作用。

三、软基路堤综合处治

在“七五”期间开展了“高等级公路路基综合稳定技术”的攻关研究[7],针对软土地基、过湿土路基、路基路面排水等问题提出了相应处治方法,部分成果在生产实践中得到了应用。近十几年来,在许多高等级公路建设中处理了很多软土地基,不少研究建设单位也为此开展试验研究,在防止路堤失稳、沉降观测控制、软土地基处理技术和电算化等方面取得了不少成果。

采用排水板和袋装砂井处治软基是公路部门普遍采用的处治措施。排水井(板)都采用机械化施工,其最大插设深度可达20m。机械台班效率2 000～5 000延米。许多工程证明,对高含水量、高压缩性、低强度的软土用塑料排水板处理比较经济,效果显著。但对泥炭土,有机质粘土和高塑性粘土,由于其次固结占相当大的部分,应慎重使用。研究表明,如果充分发挥软基上的硬壳层作用,将有效降低软基沉降,提高路堤稳定性,并减少处治费用。

沪宁高速公路试验研究[8]从分析软粘土的基本特性入手,确定该处软粘土为具有一定结构性的正常压密粘土,在结构性破坏前后土的抵抗变形能力有很大不同,这是解决地基变形的理论依据。利用这一因素,可使计算沉降量较原设计低20%～25%。这一成果导致加固长度的大量削减。研究表明,绝大多数天然沉积的正常压密粘土都具有一定的结构性,在其他公路的软基处理设计中值得借鉴。同时研究表明,对地层中的粉土或粉砂夹层所起的横向排水作用应充分利用,一般厚度超过5 cm的连续砂层都可以考虑为排水砂层。

对于承载力不够的公路路堤,目前较普遍采用粉喷桩加固。粉喷桩搅拌加固深度可达15～18m,加固后,软基承载力可得到显著提高。但需注意对粉喷桩在设计时必需进行相应的室内试验。粉喷桩加固效果并不总是令人满意,其中有施工机具或施工人员素质方面的原因,也有地基土质方面的原因。

研究表明,粉喷桩加固软基主要有三方面的作用:(1)桩体对地基的挤实作用;(2)加固材料吸水作用;(3)置换作用。

在昆石路水塘试验段,将碎石桩用于加固软土地基和桥基取得成功[9]。水塘试验段为溺谷相沉积软土,软土类型主要为有机质粘土和泥炭,其中,0～14m范围软基的十字板抗剪强度平均在25kPa左右,该段碎石桩长度为9m,成桩桩径在80cm左右,桥基范围碎石桩间距为1.6m,路堤范围碎石桩间距为2.0～2.2m。试验表明,该试验段碎石桩单桩极限承载能力可达640kPa,复合地基容许承载能力可达180kPa,较原地基承载能力提高1.7～2.2倍,荷载试验表明,碎石桩的桩土应力比随荷载水平的增大而增加,碎石桩的桩土应力比一般在2.0～4.0。

碎石桩振冲碎石桩桩径大,置换效果明显,同时,散粒状的桩体材料还可以起到排水作用,在石料丰富地区有较大的适用性,目前,振冲碎石桩已在公路部门广泛使用。振冲方法也由水法振冲逐渐向干法振冲过渡,使加固效果进一步提高。

在320国道湖南软基试验段,通过采用在桩体外包裹一层土工格栅,碎石桩在极软土地基(c_u < 15kPa)里打设成功。试验表明[10],碎石桩在膨胀破坏时通常破裂面交于桩的顶部而不是桩的内部,由于土工格栅的约束作用,复合碎石桩整体性较好,单桩承载能力有一定的提高,在桩径较小时效果尤为明显。

根据软基处治的经验成果，公路部门编制了“公路软土地基路堤设计与施工技术规范”。规范中，对路堤稳定验算采用总应力法或有效固结应力法，根据不同的时期和验算方法，采用不同的安全系数。提出了用固结度推算孔隙水压力的准毕肖普法。规范中提出的改进 $\Phi=0$ 法考虑固结度及地下水位对土基强度的影响，使其更符合实际情况，是对一般 $\Phi=0$ 法的改进。路堤沉降采用工后沉降标准进行控制，规定对高速公路或一级公路，一般路段工后沉降不大于 30cm，涵洞、通道处工后沉降不大于 20 cm，桥头与路堤相邻处工后沉降不大于 10 cm。

对处理后的软土地基提出了沉降速率(0.5～1.0cm/月)作为铺筑路面时间的控制标准，初步解决了软土地基上一次建成高级路面的关键技术问题。

尽管目前公路上已使用的处治方法较多，各设计单位所掌握的手段仍很有限，在一些设计中，有的处治方法甚至成为一成不变的标准模式。这是造成一些软基处治段落出现问题的一个原因，设计人员的素质和经验对软基处治设计恰当与否至关重要。如果建立软基处治专家系统和编制软基设计 CAD，则会对提高公路部门软基处治设计总体水平带来极大好处。

四、滑坡处治

对于影响到公路及附属设施的滑坡体，公路部门一般采用下列方法进行防治。

抗滑桩和抗滑挡墙是公路部门使用的主要的抗滑结构型式。抗滑桩的作用具有明显的分段性，它主要控制了位于其上部滑体的变形破坏过程，减轻下部滑体的推力，从而提高整体稳定性，它较适用于推移式滑坡。在公路部门，滑坡推力主要按基于条块划分的传递系数法(推力传递法)计算。随着新技术、新工艺的发展，抗滑工程的结构型式及施工方法有了改进和提高，抗滑桩由排桩发展为刚架桩、Π 型桩、H 型桩、椅式桩和锚杆式预应力锚索桩等。从结构上改善了桩的受力状态，减小了桩所受的弯矩，桩的截面和深度亦相应减小。如国道 319 线涪陵某滑坡，滑坡方量约 $4\times10^5\ m^3$，滑坡推力 3 300kN/m 左右，采用了两级抗滑结构与截、排水等综合处治措施。其中第一级支挡设置了 83 根 $(1.5\times2.5)\ m^2$ 的锚索桩，桩上加设一排预应力锚索，现滑坡已处治完工，处治效果良好。

公路部门修筑的抗滑桩以人工挖孔桩为主，桩径一般大于 1m，挖孔深度一般小于 25m。而日本目前大都采用钻孔灌注桩或大口径(5m 直径)圆形抗滑桩，机械化施工水平很高。在公路部门，由于施工设备的限制，能进行特大桩径施工的单位较少。

在公路路基设计规范中，抗滑桩的设计与计算分为刚性桩和弹性桩：刚性桩又分为桩身置于均质岩土中和桩身置于不同地层中等 6 种不同边界条件下的计算方法；弹性桩亦按不同的边界条件分为普通法和简单法、无量纲解的 m 法、k 法计算。

近年来，在公路工程中亦推广采用锚杆整治滑坡。对一些顺层滑坡，由于坡脚开挖路堑或半路堑，可能牵引斜坡上产出多级滑坍，难于清理，事先采用锚杆加固效果较好。

有单位[11]对长度几米至十几米，吨位 100t 以内，用单根螺纹钢筋作传力材料的锚杆从锚固材料、锚具、施工工艺等进行了研究。对拉力型、拉压型、压力型锚杆进行了工作机理分析，提出了设计计算方法。对公路部门锚杆技术的使用起到了推动作用。

采用地表和地下排水法减少地表水入渗，并排除滑体内的水体，是增强滑坡稳定性的最为有效，最简便的手段。目前，对地表水，一般采用截水沟截流，对滑坡体内的地面采用树枝状排水沟。地下排水则一般采用支撑渗沟(深度 2～10m，沟宽 2～4m)、边坡渗沟、截水渗沟、暗沟和平孔排水等措施。

针对滑坡体的成因和具体形状，还可采取后缘减重、前缘反压等措施。

在国道212线滑坡,泥石流处治研究中[12],对多处滑坡体进行了工程地质调查,对其中一些滑带土体和滑坡土体进行了力学性质试验。提出了按滑体物质,主滑动面成因和滑坡规模或其他特征的三级分类方法(较接近于铁路部门),是对公路部门原来按单一指标分类的一种完善和改进。同时,提出了公路滑坡危害程度分级表。

近年来,国内外滑坡防治技术又有新的发展,在重大滑坡的防治中,预应力技术所占的比重越来越大,预应力锚索、锚杆、喷锚网等技术的采用因势利导地发挥了灾害体的自承能力。同时,以提高滑动带强度,改善滑体自身结构的滑体改良工程(注浆或喷粉)也受到重视,公路部门在这方面还要加强研究并多进行工程实践。

滑坡体的稳定性评价仍采用经典的库仑—摩尔理论,对能够考虑滑坡体变形破坏非线性行为、滑带的流变性和‘峰值后强度’等因素的现代设计理论的引入不够。此外,滑坡防治工程与高边坡处治工程和隧道工程一样,要求地质勘探、设计、施工有机结合,做到信息化施工。在这方面,还需要进一步努力。

五、桥基岩土工程

公路桥梁钻孔灌注桩是60年代初利用民间打井工具研制成功的一项深桩基础技术。作为我国公路桥梁工程的一项重大技术革新,这项技术极大推动了我国公路桥梁建设。20余年一直成为公路桥梁的最主要的基础形式,使桥梁基础得以快速施工,桥梁墩台结构得以简化。其工程造价比打入桩或沉井基础有明显的降低,取得了显著的技术经济效益[13]。

80年代以来,钻孔灌注桩技术又取得了新的进展,钻孔灌注桩基的适用范围已遍及预应力T梁(跨径50m)、刚架拱(跨径100m)、T型刚构(跨主径70m)、斜拉桥(主跨径288m)和连续梁桥(主跨径110m)等多种型式的上部结构,以钻孔灌注桩为基础的大型公路桥梁数十座,大跨径桥梁的巨大基础承载力要求和严格的稳定性要求促进了长大钻孔灌注桩的发展。上述各大桥的钻孔灌注桩直径一般为1.5m,最大桩长达96.65 m。郑州黄河大桥、常德沅江大桥和泸州长江大桥所用钻孔灌注桩直径分别达到2.2m和2.3m,最大桩长达到60m。为了实现长大钻孔灌注桩基础,在钻孔工艺和混凝土灌注技术等方面都作了许多的改进提高。针对不同土类采取不同的钻孔工具和方法,并严格执行了换浆清孔制度。由于机械化施工水平的提高和施工工艺的改进,显著地提高了成桩速度,混凝土量常达到200m^3的一根长大钻孔灌注桩一般可一个工作班内完成,基本上消除了灌注事故,保证了成桩质量。出现缺陷桩的机率已降为2%左右。已制成的扭矩7t·m,钻深80～100m的回转式钻孔机,可适应粘土、砂砾等土类和基岩中的钻孔需要。实现了一次成孔2～4 m直径,其成孔净进度在粘土中达到6 m/h,成孔斜率不大于1/500,扩孔率不大于10%。我国还制成回转冲抓兼用钻孔机,方便了现场土质多变时的钻孔施工。冲击式钻孔桩在嵌岩桩作业中也取得了很好效果。

多年的实践表明,钻孔灌注桩可根据桥梁具体情况,建成桩柱式和桩群承台板式两种型式的桥梁基础。郑州黄河大桥的136座桥墩全部为直径2.2m、长60m的双桩上接双柱加盖梁的型式,湖北沙洋汉江大桥引桥的20座桥墩全部采用直径1.5m、长30m的单桩上接单柱的型式。桩柱式桥墩可加快全桥工程进展,显示了大直径钻孔灌注桩简化桥墩结构的显著优点。济南黄河斜拉桥采用由24根直径1.5m、长84m的钻孔灌注桩支承承台板的桩群基础形式,承台板直接同索塔刚接,直径1.5m、长96.65m的22根钻孔灌注桩分为两组,各有3m厚的承台板,构成分离式承台板的桩群基础。泸州长江大桥的桩群基础以12根直径2.3m、长30m,并嵌入基岩9～15m的钻孔灌注桩为支承,使桥墩在河床受剧烈冲刷的情况下保持稳定。

公路桥梁钻孔灌注柱承载力目前主要按土质指标计算,或根据静载试验结果评定。动力测定承载力的方法尚未实际应用。交通部于1985年颁布了“公路桥涵地基与基础设计规范”,其中根据多年的钻孔灌注桩试验研究成果,推荐了钻孔桩竖向和横向承载力的计算参数及公式。在规范中,大直径钻孔灌注桩桩顶沉降与桩直径的比值在容许荷载时为0.003,在极限荷载时为0.025,这些数值同国外常用0.1明显不同。对横向承载桩,考虑到桩—土共同作用时的桩混凝土容许开裂的限制,按规范方法及参数计算时,规定钻孔灌注桩在地面处的横向位移不得大于6mm,这也和国外常用的10mm限制值不同。

长期以来停留在10MN以内的钻孔灌注桩静载试验水平,在80年代有较大的提高。郑州黄河大桥工程曾对直径1m,长62m的桩进行静载试验,加载到18.5MN时的桩顶沉降值仅为29mm,未达到极限荷载。这表明在砂土中,20MN的单桩极限承载力是不难获得的。

桩的完整性检测技术在近年来有较大的进展,已采用锤击共振频率法、机械抗阻法、水电效应法、超声波穿透法和瑞利波法等多种技术,分别取得了成果。其中超声波穿透法能较准确地检测出钻孔灌注桩中的断层、空洞和劣质混凝土等缺陷,已成为钻孔灌注桩质量检测的主要手段。

六、土工合成材料的应用

土工合成材料在公路部门得到了广泛的应用,土工合成材料一般用于路堤加筋、隔离、排水、防护、加筋土挡墙以及路面裂缝防治之中,取得了一定的成果。

路堤加筋是增加路堤稳定性的一种有效手段。加筋路堤固结与变形耦合有限元分析表明[14],土工合成材料对软基路堤的加筋,限制了软基路堤的侧向位移,增加了侧向约束,从而降低应力水平,加强了路堤的稳定性。但加筋效果受到土工合成材料模量、软基模量、软基厚度等因素的影响。一般说来,施工速度越快,加筋效果越好。同时,分析表明,土工合成材料加筋对浅层软土效果较好,对软土层位较深或地表有硬壳层的地基,效果不明显。

在某国道上,成功修筑了土工格栅包裹路堤,路堤边坡坡比为0.5左右,坡面不设置其他结构层,只进行植草防护,效果很好。

在排水砂垫层中铺设土工布,既有加筋作用又有隔离及排水作用,已经在多条高等级公路软基处治中采用。

为解决桥背填土的差异沉降问题,有单位进行了采用高强土工带进行台背填土加筋的试验,土工带一端锚固于台背,另一端埋设于填土之中,加筋长度6～10m。从试验工程和在云南楚雄至大理公路、湖南长沙至湘潭等高速公路上的使用情况来看,效果不错。在沪嘉高速公路,还试验采用加筋土整体式桥台,梁通过垫梁直接放置在加筋土体上,加筋土桥台下部没有桩基础。经后期观察,较好的解决了桥头差异沉降问题。

为防止半刚性基层的温度收缩裂缝反射到路面和旧的水泥混凝土路面加铺沥青面层时反射裂缝的发生,我国公路部门用无纺土工织物铺设于基层与面层之间,成功地起到了减缓局部集中应力,阻断裂缝的作用。此外,有的省市还采用玻璃格栅进行路面加筋防止裂缝,起到了较好的效果。现这两种方法已经开始在公路部门推广。

公路部门在试验研究和吸收国内外同行先进经验的基础上,还编制了“公路土工合成材料应用技术规范”和“公路土工合成材料试验规程”,它们将对土工合成材料在公路工程中的应用起到积极的推动作用。

但应当看到,对各种处治方法,多是实践经验的总结,其作用机理仍不很明确,有的计算结

果和实际效果差异较大(如加筋后稳定安全系数的提高)。在设计中,还多采用工程类比法进行。此外,公路部门在土工合成材料试验设备上还较欠缺,除少数研究单位外,一般均未配置相应设备。

七、隧道工程

近年来,我国公路隧道建设规模越来越大,已建成数座特长山岭隧道(如中梁山隧道3100m)和水底隧道(如珠江隧道1 208m)。根据不完全资料统计,我国已建成公路隧道近400座,总里程约100km,这些隧道在降低交通事故发生率、缩短行车里程、提高车速、保护环境诸方面发挥了积极作用,取得了良好的社会经济效益。这些公路隧道的建设也推动了公路隧道岩土工程的进步。

1991年,成立了中国公路学会隧道工程学会,学会针对中国公路隧道建设的具体情况开展学术交流活动,组织开展专业咨询,对促进我国公路隧道技术的发展起到了重要作用。

“八五”期间,交通部投资兴建了“公路隧道与岩土工程实验中心”,配置了“公路隧道结构与围岩综合试验系统”,“1:10比例模型隧道通风模拟系统”,“1:1比例实体实验隧道(长200m)”,“电吸尘机试验装置”,“岩石强度三轴试验机”,“动三轴”试验仪、“大型三轴剪切仪”、“大型压缩直剪仪”等一批较为先进的实验装置,为隧道岩土工程研究提供了试验条件。

公路部门编制出版了“公路隧道设计规范”和“公路隧道施工技术规范”,使公路隧道的设计与施工进入一个新的阶段。

公路部门有关单位近年来围绕工程实际问题开展了试验和研究,取得了较好的成果。

珠江过江隧道在国内首次采用沉管法施工取得成功,在宁波甬江隧道,采用沉管法在软土地层上修建隧道也取得成功。它们的修筑为公路水底隧道修筑集累了宝贵的经验,其修建技术和取得的科技成果填补了国内空白。

经过研究,公路隧道CAD技术已有新突破,现正在改进完善之中。这对提高设计效率、缩短设计周期和提高图纸质量有较大的意义。

公路长隧道纵向通风技术的研究和应用使我国公路隧道通风技术达到了一个新的水平。纵向通过风方式在日本广泛使用,在日本1km以上的长隧道中,基本采用了纵向通风方式,其运行情况良好。纵向通风配合竖井的方式可使纵向通风方式的适用长度还可增加。纵向通风方式可有效降低建设费用和营运费用,对我国山区高等级公路长隧道通风具有重要的意义。

以充分发挥围岩山体自承载能力为基本原理,以喷锚支护及复合柔性衬砌为主要特征的新奥法(New Austrain Tunnelling Method),使隧道工程学从理论、设计到施工发生了一场革命。新奥法已开始广泛用于公路隧道设计、施工中,这方面有大量的工程实例(如广东后门隧道,焦冲隧道,石苍岭隧道,重庆八一隧道等)。但是,据调查,全国公路隧道设计施工中,按新奥法实施者不到60%。新奥法作为一项先进技术被推广,可使隧道施工造价降低、进度加快,为此,必须采取控制爆破、全断面开挖等工艺,这就要求施工单位不仅要有使用这些工艺的技术,而且还要有足够的硬件配制,如钻孔台车、装载机、重型运碴车等。从我国公路隧道施工经验来看,这些软件和硬件是不可缺少的,目前一些施工单位尚无成套的新奥法施工设备,缺乏现代化的专业施工队伍,这也是新技术应用率较低的重要原因。

对软质围岩,在多座隧道施工中,采用了管栅顶预注浆加固技术,效果很好。经验表明,及时支护对软岩隧道施工非常重要。

尽管公路部门近年在公路隧道防排水技术方面作了一些工作(如围岩注浆止水、衬砌结构

防水、施工缝处理及防排水材料等),但我国山区公路隧道渗漏水现象仍然十分严重。对于整体式模筑衬砌,彻底解决防排水问题难度较大;新奥法设计施工由于可安全有效地在初期支护和二次衬砌间设置防水层,给解决水害问题带来希望。

在数座隧道施工中[15],成功的运用地质雷达进行超前地质预报。从使用经验来看,地质雷达结合超前钻孔,可以对前方 50 m 范围的地质进行较准确的预报,可减少超前钻孔工作量,保证工程顺利进行。但是,由于地质雷达技术本身还在逐渐完善之中,另外,接收到的地质雷达图像只有少数有经验的人能作分析,这些因素制约了这项技术的普及。

在理论工作研究方面,我国公路部门岩土工作者经过不懈努力,也取得了一定的成果。

公路隧道和其他部门隧道相比,有其明显的特点。公路隧道的高宽比大大小于其他隧道(如铁路隧道约为 1.2 ,公路三车道隧道为 0.6 左右),这种特大断面扁坦状隧道的设计技术,国内还没有完全解决。

重庆铁山坪隧道[16],单洞高宽比为 0.6,在设计阶段,对该隧道进行了 1/25 大比例尺模拟试验,并用有限元进行了数值仿真模拟计算,对开挖步骤、围岩塑性区特征、应力分布、位移形态等内容进行了重点分析,取得了大量的技术数据。提出了各类围岩支护参数、施工方法及现场监控量测管理基准,为施工现场模型试验打下了很好的基础。

通过对软弱围岩隧洞施工性态的模拟与分析[17],得到了不同开挖工况的围岩与衬砌的受力形态。指出对隧洞围岩及其支衬结构的受力分析,不应只局限于工程完成后(最后形态),对施工过程中逐次工况情况的各个受力阶段进行不同施工性态的模拟与分析是非常必要的,在数值方法和计算机技术得到很大发展的今天,也是完全可能的。

在系统锚杆支护效果研究、毛洞弹塑性有限元分析和考虑锚喷支护的围岩体应力场分析、仰拱型式和结构分析、格栅柔性支撑力学特性分析等方面,已取得部分科研工作成果。

传统的岩土力学分析方法一般是根据试验建立模型,处理材料本构关系,并在特定有限的条件下求解。由于岩土的材料物理特征和力学特性非常复杂,其解析结果与实际状态往往有较大的差异。对于隧道工程,开挖面前方虽然是未知的,但同时也是可再设计的,这就给人们客观地评价围岩特性及预测开挖面前方力学动态提供了机会,并进而对隧道结构进行重新设计,使之更符合实际情况成为可能。即通过施工现场开挖过程中,及时地对围岩变形进行量测,然后以这些位移量为依据反演计算围岩物理力学参数,在此基础上重新评价隧道结构预设计,确定更符合围岩动态的支护参数,此过程称为反分析过程或信息化设计,以位移量测信息为依据的反分析方法的研究,自 80 年代以来取得相当进展,并日趋成熟。

在确定性反分析研究中,日本樱井教授提出的位移—剪应变反馈确定法较为著名,该学者认为,用位移—剪应变度量隧道围岩的稳定性非常直观,且容易办到,可操作性强,因而不需要知道其内应力就能对围岩稳定与否作出评价。这一观点,无疑是正确且实用的。但该方法的基本假定中,将本构关系假定为均质的线性应力—应变关系,该假定有一定的片面性。国内孙均教授发表了“岩石力学参数弹塑性反问题的优化方法”的研究成果[18],提出了局部最优解和全局最优解的概念。该研究认为,正确解应为全局最优解,而非正确解只是局部最优解。在理论上取得了突破性进展。目前,岩土工程界在解决一些实际问题时,常常只满足于一般的“可用解”,而不是“优化解”。对某些重大或特别复杂而又缺乏经验的工程,其设计不是偏于保守就是不安全,显然,寻求最优解不仅对工程有重大意义,而且可能蕴含着理论上的突破。

大量地下工程实践表明,由于隧道开挖引起的围岩动态所具有的不确定性特性,确定性解与实际实测结果常有较大出入。国内外学者针对岩土工程的不确定性问题,提出了许多新方

法,如模糊数学方法、灰色理论法、时间序列法、概率有限元法等。这些新方法或多或少地解决了一些问题,值得进一步研究。

近年来,蒋树屏研究员又提出将原属最优控制理论和信息理论范畴的卡尔曼滤波器(Kalman filter)与有限元的场域分析耦合用来分析岩土问题[19],无疑将岩土工程非确定性问题研究更进了一步。该学者将确定性反分析的计算结果作为待估参数状态的初始值,采用扩张卡尔曼滤波器与有限元耦合算法进行围岩参数的反分析研究,提出了非确定性反分析的理论和方法。这一成果填补了国内空白,处于国内先进水平[20],当然尚需在实际工程中进一步检验和完善。

应当看到,与国外先进技术相比,我国公路隧道修筑技术总体水平还很低,目前仍然存在不少工程技术问题,主要有:

(1)设计中,由于荷载不明且围岩参数不清,喷锚支护和二次衬砌设计参数采用工程类比法或套用规范,对于不同的隧道,这样做有很大的主观性和片面性。

(2)防排水技术落后,对地下水探察手段差,隧道渗漏水现象严重。

(3)施工中,围岩动态信息反馈技术差,预报准确率低。

(4)水底隧道技术还有待进一步开发。

在我国交通科技长期规划中明确指出,我国要在规划期内修筑8000 m 以上的公路隧道和大断面水下隧道。在未来相当长的一段时间内,对隧道工程,公路部门还将进行以下几方面的研究:

(1)永久性初期支护结构的支护效果及其最佳支护型式的研究;

(2)二次衬砌形状及支护特征的研究;

(3)围岩地压力变形分析;

(4)山岭公路隧道断面优化型式及标准化设计型式;

(5)隧道开挖过程中的反分析研究;

(6)山区公路隧道防排水技术研究;

(7)超前地质预报技术的研究。

八、公路岩土工程的展望

要实现我国在2020年建成30 000km 国道干线网战略目标,在未来相当长的时间里,我国还将大力进行高等级公路建设。预计在以下几方面,公路岩土工程技术将得到很大的发展:

(1)工程地质勘探的新技术应用;

(2)工程质量的无损检测技术;

(3)公路岩土工程问题的数值模拟分析;

(4)公路岩土工程问题的反分析技术;

(5)山区高等级公路隧道修筑的成套技术;

(6)山区高等级公路路基工程修筑的成套技术;

(7)公路岩土工程的施工技术;

(8)公路岩土工程与环境地质的协调。

高等级公路建设涉及到各种各样的岩土工程问题,本节所总结的只能是公路岩土工作者过去所做过的部分工作。随着公路建设的进一步发展,必然还会遇到一些新的问题,还需要我

们继续努力,为我国公路现代化而奋斗。

第六节　矿山开采中岩土工程的发展

一、矿山开采中岩土工程的特色

为了开采矿体,必须在岩体内开凿井筒、巷道、洞室及进行回采等工程。这些岩土工程破坏了地层深处岩体内部原来的应力平衡状态,引起应力重新分布及一系列力学现象。随着矿井开采方式和回采工艺的变革,生产规模的扩大,矿体开采深度和围岩暴露面积的增大,矿体开采引起的力学现象更趋复杂和严重。如何控制采矿引起的复杂的力学现象,安全有效地进行矿体开采,解决深井、软岩和采动等一系列岩层控制问题,成为采矿工程中最为重要的技术关键。

解决采矿工程的岩层控制问题,涉及到岩体的力学性质,岩体在力场作用下的变形和破坏规律及其稳定性问题。岩体力学是采矿工程解决岩层控制的基础,采矿工程也有力地推进了岩体力学的发展。岩体力学不仅与采矿工程有关,而且与水利、建筑、交通和国防等工程都有密切关系,但矿山开采的岩土工程有以下独特之处。

(1)采矿工程的地下结构大都位于较深的地层内,世界上最深的矿井已超过 4 000m,我国的矿井一般距地表 600m 左右,部分矿井已达千米。深部岩体的应力状态和变形破坏特征比地表附近的岩体要复杂得多。

(2)沉积岩覆盖了地壳表面 3/4 的面积,我国煤矿大都位于强度低、较松软的泥质沉积岩内,软岩矿区就有数十个之多,软岩一直是长期困扰着我国矿井开采的难题。

(3)在地层深处,大面积开采经常形成百万平方米的硕大空间,由此引起采空区上方岩层剧烈移动和破坏及开采沉陷,回采空区周围的矿体上出现巨大的支承压力,及其对采矿工程和井上下环境的严重损害。控制大面积开采引起的强烈的岩层压力及其损害成为采矿工程的重要课题。

深井、软岩、采动岩层的控制是采矿工程中的世界性难题,也是采矿工程与其他岩土工程相比所具有的特色。近 20 年来,岩土工程在矿山开采中取得很大进展,其中采动巷道围岩控制,采场围岩控制,特殊凿井,以及开采沉陷和防护等尤为突出,这些领域获得国家科学技术进步奖的重要成果已有 40 多项,无论在理论和实践上都接近或者达到了国际先进水平。

二、采动巷道的围岩压力及控制

我国仅煤矿的巷道总量就达 5×10^4km,是浩大的地下工程。由于矿体埋藏深度较大,在煤矿中仅重力引起的垂直原岩应力通常就超过煤体的抗压强度。同时大多数巷道要经受硕大的回采空间引起强烈的支承压力作用,使受采动影响巷道的围岩压力数倍、甚至近十倍于原岩应力。此外,煤系地层大多比较松软。深井、软岩和采动造成巷道严重损伤破坏,煤矿巷道的围岩控制要比其他地下工程困难得多,成为长期严重困扰煤矿生产建设的关键技术。

巷道围岩控制的基本任务是控制围岩的大变形,提高巷道的稳定性。围岩应力、围岩性质和支护阻力是决定巷道稳定性的基本因素。降低围岩应力、提高围岩强度、正确选择支护是保证巷道稳定性的关键。如何利用煤层开采引起采场周围岩体应力重新分布的规律,正确设计巷道布置和护巷方法,使巷道位于应力降低区内,减轻或避免回采引起的支承压力对巷道的损

害，以及设法使巷道位于稳定的岩体内，是保证巷道稳定性的首要手段。煤矿巷道的围岩控制与其他地下工程相比的独特之处有：鉴于巷道与回采空间关系决定着采动引起的强烈支承压力对巷道的损害程度，所以通过巷道的布置、保护、卸压等多种技术，以降低或避免采动损伤，成为巷道围岩控制的基本手段；深井、采动、软岩都会造成矿山巷道围岩持续的强烈变形，要求巷道支护必须具备控制围岩大变形的功能和特性。

几十年来，我国煤矿对采动和软岩巷道的围岩压力进行了系统的研究，在巷道围岩控制的工程实践中进行了富有成效的工作，取得了许多重要成果，产生了重大的社会效益和经济效益。

（一）采动巷道的围岩压力规律和巷道布置原理

我国曾在平顶山、阳泉、开滦、淮南、徐州、兖州等数十个大型矿区，对数千条采动巷道进行了长期的矿压测试和研究，查明了对巷道危害最大的回采空间周围的支承压力分布规律，支承压力区的峰值应力等重要参数；巷道受采动影响的全过程中不同时期的围岩位移规律，以及多煤层、多巷道在采动影响期间的围岩应力分布及围岩变形的变化规律。得出了开采深度、围岩性质、巷道位置、周围采动状况及护巷方法等与巷道矿压显现之间的关系。全面系统地阐明了采动巷道的矿压规律，并深刻揭示其与回采空间多维、动态的时空关系，形成了融“巷道布置”、“巷道保护”、“围岩卸压”和“巷道支护”为一体的采动巷道围岩综合控制技术，建立了我国采动巷道围岩控制的理论体系。有力地推进了我国煤矿巷道布置和开拓部署的重大改革。采动巷道必须根据错综复杂的地质开采条件，合理选择与之相适应的控制技术及各种方法的最佳匹配，才能得到有效控制。

（二）采动巷道布置和无煤柱护巷技术

在掌握采动巷道矿压规律的基础上，我国煤矿形成了完善的厚煤层倾斜分层采煤法的巷道布置方式，煤层群巷道的合理布置及开拓部署方式，回采工作面在底板岩巷和邻近煤层巷道上方跨越开采的巷道布置系统。在占全国煤炭产量45%的厚煤层中，开创了岩巷布置系统、分采分掘降压，及广泛应用上方采煤工作面跨越底板岩巷和邻近煤层巷道进行卸压，有效地遏制了采动引起的强应力扰动对巷道的严重损害，使我国厚煤层巷道维护得到根本改善。经过大量实践，掌握了被跨巷道的稳定性与上部煤层采动引起的支承压力、巷道与上部煤层垂距等参数，以及围岩性质的关系。

无煤柱开采是提高资源采出率、改善巷道维护的一项重大技术，我国在系统地研究和掌握无煤柱护巷的矿压规律和力学机理的基础上，改革了煤矿自古以来沿用煤柱护巷的传统方法，在全国范围内推进无煤柱护巷技术，使矿井煤炭回采率提高了10%～20%，巷道的掘进率和维修费用降低了30%。在建立无煤柱巷道与回采空间的时空系统，开发高水速凝巷旁充填材料，发展整体浇注式巷旁充填技术方面都取得了新的进展。

此外，还采用在巷道围岩中开槽，改变围岩应力状态，对巷道进行人为卸压，也取得显著效果。

巷道布置和护巷方法的改革，使采动巷道的围岩得到有效控制，护巷煤柱损失大幅度下降，煤矿的技术面貌发生巨大变化。

（三）大变形巷道支架—围岩关系

采动、软岩巷道围岩大变形的规律和机理，及支护对控制围岩大变形作用的研究取得了较大进展。采动、软岩巷道的围岩变形量通常都远超过现有岩石力学理论的计算值，经常达到量级之差。原因是现有理论主要研究岩体屈服前的力学规律，都假设岩石破坏后的体积变化为

零，这对坚硬岩石比较适用。大变形巷道围岩破坏是不可避免的，而且围岩大变形主要是在岩体屈服后体积碎胀引起的。因此采动、软岩巷道的稳定性问题的核心是研究围岩损伤过程和破坏后的变形机理和规律。在大量测试基础上，弄清了各种地质开采条件下采动巷道的围岩变形规律，采动过程中不同时期的围岩变形量和流变速度，及其与原岩应力、采动应力、护巷方式、围岩性质、水的浸蚀等之间的关系。查明了支架阻力对围岩变形的控制作用与围岩属性和结构的关系，得出围岩愈松软，支护阻力对控制围岩变形的作用愈大，以及不同围岩条件下巷道支护阻力与围岩变形之间呈现负指数曲线的定量关系。上述研究为大变形巷道支护的选型、结构设计、阻力确定及参数选择等提供了重要科学依据。

(四)围岩大变形巷道的支护技术

在煤矿中，深井、软岩、采动巷道服务期间的围岩变形量，通常少则 300～500ｍｍ，多则 2 000～3 000ｍｍ，巷道围岩四周强烈来压，持续时间数年之久，巷道维护都十分困难。我国煤矿对软岩巷道的围岩变形规律进行了长期测试和研究，得出了控制软岩巷道围岩变形的关键是：确保支架迅速均匀承载，具有较高的初撑力和增阻速度，充分发挥支架与围岩的承载能力，并使支架在围岩变形损伤过程中始终保持较高的支护阻力。同时支架应具有可缩性，允许围岩产生一定变形，以释放能量。

金属支架是围岩大变形巷道的主要支护，要占煤矿巷道总量的 25％。针对不同的围岩压力特征和大小，我国煤矿研制和应用了各种型式和参数的 U 型钢可缩性支架，支架构件的调质、成型、整形等设备和工艺，以及支架的连接件技术都较完备，形成了比较完善的 U 型钢支架系列。淮南等矿区研制成功的确保支架迅速、均匀承载的支护体壁后泵送充填技术，实现了围岩—充填体—支护结构三者共同承载的力学体系，使支架的实际支护阻力得到大幅度提高，增幅达 500％，有效地控制了软岩、采动巷道围岩的强烈变形，降幅达 90％，成为框式支架控制围岩大变形的重要技术途径。

锚杆支护以其显著的技术经济效益，在世界各国岩土工程中得到广泛应用。我国矿山锚杆技术也取得很大进展，在煤矿巷道中，锚杆支护率已达 35％，在围岩比较稳定的巷道中己普遍使用。针对深井、软岩、采动等围岩大变形巷道的锚杆支护问题，研究得出锚杆的锚固力对控制围岩大变形巷道的重要作用，锚固力不仅取决于锚杆体系的结构和参数，还取决于锚固岩体的变形损伤过程，掌握了围岩变形损伤过程中锚杆锚固力呈现增长、稳定、衰减、丧失的变化规律，及锚杆与围岩的相互作用关系。研制成具有强初撑、急增阻和高阻力的锚杆体系，并配置金属网、钢带、钢梁和钢筋桁架等构件，有效地防止了围岩变形损伤过程中锚固力的丧失。在大断面巷道、洞室和交岔点中，及厚煤层，软弱复合顶板和沿采空区边缘布置的采动巷道中，都取得良好效果。此外，预应力锚索在大断面软岩洞室等难维护的工程中，以及能够实现‘锚注和锚封一体化”的锚杆注浆围岩加固技术等也得到较快发展。锚杆支护技术的完善和在围岩大变形巷道中推广，是我国煤矿近十年来巷道围岩控制的重大成就。

三、采场矿山压力及其控制

在煤层或矿体的开采过程中，通常把采煤或采有用矿物的工作空间称为回采工作面或简称为采场。采场是矿山开采的主体。在矿体开采过程中，采场周围岩体的破裂范围和程度都非常大，开采工作实际上就是在庞大的破裂区中进行，这是其他岩土工程所不能比拟的。搞不清岩体破裂区中的力学规律，就无法建立科学的采场矿压理论及有效控制采场矿山压力。采场围岩控制是通过改进采矿方法、支护手段，采空区处理及其他综合技术措施，促使采场围岩

形成可控的、有序的移动,以确保矿井高效和安全地生产。我国煤矿随着生产规模的扩大及新技术和新工艺的应用,采场矿山压力的研究及围岩控制技术水平提高很快,取得了显著成果。主要有:掌握了我国采场矿山压力规律,建立了我国煤矿采场矿山压力理论,发展了采场围岩控制的综合机械化技术,以及解决了坚硬顶板、破碎顶板的围岩控制难题。

(一)采场矿山压力规律

我国在使用和推进单体支柱和液压自移式支架过程中,进行了比其他国家规模大得多的采场矿山压力显现的现场测试,对千余个各类回采工作面进行了实际测定。全面系统地揭示了不同厚度、倾角、围岩条件下的各类采场的矿山压力规律;得出了支架的工作状态分为"给定变形"和"给定载荷"的观念;实验和生产实践中证实了支架支撑力与顶板下沉量呈双曲线的规律;对回采工作面的直接顶板、老顶和底板进行了科学分类;提出了能综合评判煤层冲击倾向的指标和方法;在分析研究影响采场顶板动态诸因素的基础上,提出了采场顶板下沉量和顶板压力预测的有效方法。这些研究成果都为我国煤矿推进单体液压支柱,研制自移式液压支架,合理选择架型,确定支护参数,以及提出完善的采场围岩控制技术奠定了基础。同时对采场发生顶板冒落事故的原因、机理及控制技术进行了试验研究,创造性地提出并开展了回采工作面支护质量和顶板动态监测,有效地提高支护质量,预报了可能发生的隐患和顶板事故,为有效地进行采场围岩控制开辟了新的途径。

(二)采场矿山压力理论

60 年代以来,国内外矿山压力的理论研究,除应用连续介质力学方法外,发展了考虑岩石破裂损伤特性的各种矿压理论研究。采场矿山压力控制中,顶板居最主要的地位,采场老顶的破断规律,破断后可能形成的结构型式,及其对采场支护的影响,都对采场顶板控制具有重要作用。我国学者在总结铰接岩块假说和预成裂隙假说,及大量现场测试、实验室研究和理论分析的基础上,阐明了开采后上覆岩层的活动规律,提出了"砌体梁"力学模型。此理论认为采场上覆岩层除形成垮落带、规则移动带和弯曲下沉带外,在规则移动带及其以上岩层内,已断裂的岩块互相咬合会形成其外形如梁实则为拱的结构体,又由于断裂岩块排列如"砌体",故称之为"砌体梁"。此理论具体地给出了破断岩块的咬合方式及平衡条件,以及老顶破断时在煤(岩)体内引起的扰动。我国学者创建的"砌体梁"和"传递岩梁"理论,对解释采场矿压显现,预测和预报采场顶板来压,采场支架型式和参数选择都具有重要的指导意义。

(三)采场围岩控制的综合机械化技术

采场综合机械化是矿井开采现代化的主要标志。我国煤矿采场综合机械化获得了很大发展,已拥有液压自移式支架 500 多套,使用的支架中,国产支架占 86%。我国对综采工作面顶板控制中的突出问题,支架与围岩的适应性进行了深入研究和试验,根据支架构件的组成及支架与围岩相互作用的特点,研究得出支撑式、掩护式及支撑掩护式三类支架的力学性能、主要参数及其适用条件;支架在不同的煤层厚度、倾角及顶底板条件下的适用范围;厚煤层大采高支架;厚煤层分层金属网下综合机械化开采及自动铺联网装备;以及综采工作面端头、始采和末采时期的顶板控制。国有重点煤矿中,综合机械化采煤量已达到 48%。回采工作面使用机械化支架后对顶板的控制能力大为增强,顶板事故大为减少,矿井的产量和效率显著提高,成为煤矿提高经济效益和技术水平的主要途径。

为了充分发挥厚煤层综合机械化开采的优势,实现厚煤层一次采全高的新工艺,除厚煤层大采高支架外,近 10 年来我国大力发展了综合机械化开采放顶煤技术。全国已有 80 多个综合机械化开采放顶煤工作面,工作面最高年产量达到 3×10^{6} t,日效率高达百吨/工。研制了

各种系列的20多种液压自移式支架架型,无论支架的性能和参数及使用效果都达到国际先进水平。经过大量研究和试验,对放顶煤开采所特有的矿压显现和地表沉陷规律,工作面顶煤和顶板的控制技术,顶煤的破碎和可放性,以及放煤规律等都有重要突破。对提高顶煤的回采率,以及防治综采放顶煤开采的煤层自燃、瓦斯和粉尘等危害方面都取得较大进展。我国厚煤层综合机械化放顶煤开采的规模和技术水平都已居世界前列。

(四)坚硬顶板和破碎顶板的控制

坚硬顶板的岩层厚、强度大且完整,能在采空区大面积悬露而不垮落,一旦发生区域性垮落,会严重威胁矿井的生产安全,控制厚层难垮落的顶板安全工作,是采场围岩控制的难题。我国大同矿区经过研究和试验,对坚硬难冒的厚砂岩及砂砾岩层顶板进行深孔高压注水或超前工作面对顶板进行松动爆破,使岩体压裂和弱化,并使用最新研制的高工作阻力、大流量安全阀和抗垮落岩石冲击的支撑掩护式液压自移支架,成功地实现了在坚硬顶板条件下的综合机械化采煤,采用全部垮落法管理顶板,使坚硬顶板采场围岩控制取得了突破。

软弱破碎顶板、断层等地质破坏常造成采场局部冒顶、煤壁坍塌及支架工作恶化,经常严重影响综合机械化采煤工作面的顺利运行。煤矿中控制破碎顶板的技术措施有:(1)改进顶梁结构,及时、全面地封闭裸露的破碎顶板;(2)采用防止煤帮坍塌的机构;(3)采用顶梁带压擦顶移架;(4)铺设顶网防止漏矸及改善支架接顶状态;(5)采用可切割锚杆或化学浆液注浆加固破碎围岩。这些措施已广泛应用并取得显著成效。

四、特殊凿井技术

我国的华东、华北、东北等大部分矿区的煤系地层上部覆盖着含水量大、不稳定的第三系、第四系表土层,最大厚度近800m,必须采用井巷特殊施工技术,才能确保工程顺利进行。我国矿山采用的特殊凿井技术主要有冻结法、钻井法、沉井法及注浆技术等。用这种方法开凿的井筒已逾700个,已形成煤炭生产能力2×10^8t。在煤炭工业发展中居重要地位。

(一)冻结凿井法

冻结凿井法19世纪末起源于德国,此后在德国、比利时、英国、波兰、原苏联、法国和中国等普遍应用,不少井筒的冻结深度已超过600m,最大的冻结深度已达930m。冻结凿井在我国已有40多年历史,研制了成套的凿井、测斜和冻结设备,有效的施工工艺,冻结管防裂技术及冻结地层爆破技术,试验成具有中国特色的冻结井壁结构,包括双层井壁、塑料夹层复合井壁和防水抗变形井壁,引进了沥青钢板混凝土复合井壁技术。对冻结井壁受力状况进行了长期测试,掌握了应力、冻结压力、混凝土的应变和温度、冻土融冻及井壁受力变化的规律,为深井冻结壁的施工设计提供了科学依据,在研究解决生产矿井冻结井壁破裂方面也有新的突破。我国煤矿用冻结法施工的立井井筒共有392个,最大冻结深度为435m,冻结法的应用规模居世界前列。

(二)钻井法

钻井法是目前机械化程度最高的凿井方法,我国煤矿用该法施工的井筒有46个。钻井机具是钻井法的关键设备,根据地层岩石性质及钻头结构等特征,先后研制了8台4种类型的煤矿专用钻井机具和破岩刀具,超声波测量井筒倾斜和直径的专用仪表,1985年研制成钻井直径达9m、钻井深度为500m的AS-9/500大型钻机。钻井泥浆的配制和处理是钻井法的关键技术,我国在泥浆配制、参数的选取和调控、泥浆净化及废浆处理方面都取得了新的进展,确保在井壁下沉过程中,井壁始终处于稳定平衡状态,使井壁顺利下沉。我国已形成了钻井、泥浆

护壁、井壁制作、井壁下沉和壁后充填,以及自动监测等一整套钻井施工技术。钻井法已成为立井井筒穿过厚表土软岩层的主要凿井方法之一。

(三)沉井法

沉井法由于工艺简单造价较低，在国内外的地下工程中得到广泛应用。我国煤矿应用触变泥浆淹水沉井技术，触变泥浆可减小侧面阻力，加大下沉深度，淹水沉井可使井内静水压力与井外压力平衡，防止涌砂、冒泥和地表塌陷等事故，沉井偏斜得到有效控制。我国煤矿应用沉井法及钻沉法施工的井筒已有 160 个，一次下沉深度最大达
0.69％。

(四)注浆技术

注浆是含水地层不可缺少的工艺,它可以封堵基岩裂隙含水层,还可封堵裸露地表的风化带、软岩层、断层带及浅部薄流砂层。我国煤矿已研制出注浆、冻结两用千米钻机、液力调速注浆泵、隔膜计量注浆泵和水力膨胀式注浆泵,并开发了定向钻孔技术。相继开发出水玻璃、丙烯酯胺、尿醛树脂、聚氨酯和铬木素等化学浆液。我国应用注浆技术施工的井筒有 150 多个，注浆的最大深度达到 1105㎜。

(五)深厚表土立井井壁破裂防治技术

我国在深厚表土中的立井有近 500 个,自 1987 年以来,已有近 50 个立井井筒相继发生破裂,破坏范围之大,后果之严重,在国内外都是前所未有的。经过模拟试验和现场测试,掌握了由于采矿造成水位下降,引起上覆土体下沉,致使混凝土井壁表面受到巨大的竖向附加力作用而破坏的机理。开创了采用新型井壁结构、注浆加固地层等以适应和减轻竖向附加力,防治井壁破裂的技术,在淮北、大屯、兖州等矿区都取得显著成效。

21 世纪初,我国将面临千米深井的开发,深部含水层的巨大水土压力必将引发前所未遇的力学现象,这些都为井巷特殊施工技术在治水、稳定地层和提高效率等功能方面,提出更高的要求。冻结法将继续完善深井冻结孔钻进、冻结壁控制和深厚粘土层掘砌技术。钻孔法将以实现表土、基岩全断面一次钻井工艺为主要目标。注浆技术将以完善注浆机具、开发新型注浆材料、实现定向钻井工艺为主要研究内容。冻结法、钻井法和注浆技术仍将是我国特殊凿井的主要手段,其他方法在一定条件下也有发展前景。

五、矿山开采沉陷及防护

地下大面积开采有用矿物,引起覆岩的移动和破坏,从而导致一系列的环境损害问题:(1)使地面标高降低,耕地淹没,山区坡体滑移;(2)位于沉陷区内的铁路、公路、桥梁、隧道、堤坝、输电线路等人工建(构)筑物遭受损害;(3)使含水层水位下降,河流、水库干涸,淹没矿井等。矿山开采沉陷的危害早就引起人们的注意。20 世纪 30 年代至今,矿山开采沉陷及防护的科学技术获得了蓬勃发展。学科的主要内容和任务是:综合运用采矿、测量、建筑、水文和工程地质、数学、岩土力学等学科的理论,研究矿体采出后覆岩和地表的移动、变形和破坏规律及其预测方法,研究建筑物、道路、水体下(称为“三下”)合理的采矿方法及建(构)筑物保护措施,以减小开采引起的损害。

(一)矿山开采沉陷的机理和规律

原苏联、波兰和德国的学者提出采空区上方覆岩的移动和破坏过程呈现冒落带、裂隙带、弯曲带的“三带”理论,发现和论证了地面下沉的不均匀性对建筑物和结构物损害的理论,以及对采空区上覆岩层移动和变形的计算,都为开采沉陷学的发展奠定了基础。为了研究矿山开

采沉陷规律,我国在煤矿区建立了几百个观测站,一千多条观测线,是世界上观测数据最多的国家。掌握了地表移动的时间、空间分布规律,获得了水平、倾斜及急倾斜煤层开采地表沉陷的动态和静态规律,岩体内部的移动破坏规律,提出了冒落带、裂缝带、弯曲带“三带”的计算方法,掌握了地表沉陷与地质采矿条件之间的关系。在此基础上,各大矿区均建立了适合本矿区的地表移动参数计算体系和计算方法。制定了适合我国煤矿区的《建筑物、水体、铁路及主要井巷煤柱留设及压煤开采规程》。这些理论和方法,为矿区各类保护矿柱的留设、地下开采对地面建(构)筑物的影响提供了科学依据,保证了地下开采的安全。

(二)开采沉陷的预测理论和方法

自德国的学者提出垂线理论以后,比利时和波兰的学者相继提出了法线理论、剖面函数、影响函数及力学计算方法。目前一般地质采矿条件下缓倾斜矿层开采的地表移动预测可达到的精度:下沉预计、水平移动的误差为10%,倾斜和水平变形预计的误差为20%,曲率预计的误差为30%。我国学者针对我国煤矿区提出的地表沉陷预测方法有概率积分法、负指数函数法、威布尔分布法,以及对于急倾斜矿层开采的皮尔森Ⅲ型分布等。近年来,随着岩土力学数值计算的发展,采用有限元、边界元、离散元、块体理论等计算岩层及地表移动得到了较大的发展。针对数值计算中岩体参数难选的问题,我国学者提出了模式识别和参数识别的方法,进行位移反分析确定参数。对于岩体层面、节理对岩层及地表移动的影响进行了系统的研究,建立了层面滑移函数和层面滑移判断式,为计算层面滑移量和采用有限元计算地表移动时层面位置的设置提供了基础。针对采动破裂岩体,开展了破裂岩体本构关系对岩层及地表移动影响的研究,采用逐层逐次计算方法,建立了开采沉陷动态力学模型。该模型初步建立了连续介质与非连续介质之间的耦合关系,与以前的模型相比,不但能计算岩层及地表移动,而且能计算破裂岩体的高度、离层时空发育位置、岩体的动态移动及顶板的断裂步距,是目前较完善的开采沉陷动力学模型。国内外开采沉陷预测和方法的研究正向纵深发展,着重解决复杂地质采矿条件下的地表移动预测,即从水平和缓倾斜矿层开采沉陷预测到研究急倾斜矿层开采沉陷预测;从研究无地质构造、简单的地表沉陷预计到研究有地质构造、复杂地质开采条件的地表沉陷预计;从研究静态的地表沉陷预计到动态的地表移动预计;从经验统计的方法向力学方法发展。

(三)建筑物下采矿的理论和方法

我国建筑物下压煤近 8×10^{9} t,这是制约矿区可持续发展的主要问题。建筑物下压煤开采早已引起人们的注意。19世纪末,德国、波兰及前苏联就采用采空区充填、条带开采及地面建筑物加固等成功地进行了城市下采煤,并制定了相应的建筑物下采矿的规范。我国从50年代末开始进行建筑物下采煤的试验研究,在抚顺车辆修理厂工业厂房及大型炼油厂下,采用采空区水砂充填和厂房基础采用连续梁加固等措施,成功地在建筑物下开采了厚度达20m的特厚煤层(1967);湖南资江煤矿在采动区上方采用抗变形措施成功地新建了面积为1 300 m^{2} 的俱乐部(1978);抚顺矿务局老虎台矿开展了在上覆岩层离层区进行注浆减沉的试验(1985);沛城煤矿采用条带开采法开采了县城下压煤(1995),都取得成功。此外,在峰峰辛寺庄村、兖州吴官村等村庄下,采用多工作面协调开采使建筑物位于移动盆地的中央,使其免受不均匀变形的影响,进行了开采,采后地面房屋均完好无损。建筑物下采煤理论的研究,已得出采动区建筑物变形和破坏与地表变形的定量关系,采动区建筑物附加内力的分布规律,以及保护采动区建筑物结构的有效措施。此外,还建立了条带开采控制地表沉陷的理论和方法等。建筑物下采煤目前尚需进一步研究采动区大变形扰动土体物理力学特性变化规律、采动区建筑物地基、基

础、结构协同(动态)作用机理、附加内力实时计算理论,以及寻求最佳的建筑结构保护措施,进一步研究离层的时空发育位置、注浆材料、浆液扩散半径、注浆工艺等,以提高离层注浆减沉的效果;进一步研究大采深条件下条带开采的理论和方法、充填开采的工艺,以及开展保护建筑物的综合措施等。

(四)水体下(上)采矿的理论和方法

地下开采引起覆岩破坏,导致水体进入井下,严重威胁着矿井的安全生产。我国600处国有重点煤矿中受水害威胁的矿井约占矿井总数的47.5%,受水威胁的储量超过250×10^8t。我国在研究并建立裂隙网络渗流理论和"下三带"理论及水体上、下采矿的措施的基础上,进行了河下、近海下、水库下、含水层下及奥灰水上等采煤的大量实践。对于无大的地质构造、覆岩岩性分布均匀、无岩溶分布等较简单的地质采矿条件的覆岩破坏高度预测可达到较高的精度,对于复杂地质采矿条件下的覆岩破坏高度预测尚不能满足生产的需要。今后需进一步建立裂隙岩体应力—渗流耦合关系,研究断层对岩体破坏规律的影响,工作面底板破坏规律,以及高效廉价的覆岩破坏范围探测仪器和手段等。

(五)已采区上方兴建建筑物的理论和方法

已采区上方破裂岩体在覆岩应力、水、风化等作用下,将产生长期持续的残余沉降。国内外通过现场监测已获得不同采矿方法和采深的地表残余沉降的持续时间,提出了在已采区上方兴建建筑物的地基稳定性评价程序、方法和加固措施,以及不需采取措施的临界深厚比。我国在已采区上方已成功兴建了如淮南新庄孜选煤厂、潞安五阳热电厂等大型工业厂房,目前徐州市正着手在已采区上方兴建大型工业园区。已采区上方兴建建筑物的理论和方法,还有待于对破裂岩体的变形机理、岩体在水、空气等作用下的弱化特性等进行深入研究的基础上,完善已采区残余沉降的计算理论和方法,条带开采、房柱式开采矿柱稳定性的计算方法,以及采空区和地面建筑物的加固措施。此外,我国还成功地进行了铁路下、高压输电线下的采矿。

通过长期的研究和实践,我国已拥有各种地质采矿条件下开采沉陷、覆岩破坏及其防护的丰硕成果,在开采沉陷和防护的理论和方法方面都有我国的特色,就其规模和深度都已达到国际先进水平。

第七节　机场建设中的岩土工程

一、概述

机场岩土工程涉及较多的工程类型,主要有建筑工程、隧道工程、供油工程、排水工程等,其中场道工程是最有特色的机场岩土工程,除要保证场道地基有足够的密实性和承载力外,还要求地基不产生过大的工后沉降,尤其是不均匀沉降;油罐地基基础承载力的要求高,并要解决好不均匀沉降问题;而开挖与边坡稳定性是排水工程应考虑的重点。因此,在机场岩土工程中,要根据工程的特点和具体要求,进行岩土工程的勘察、设计、施工和监测。

机场岩土工程的特点是场地大、分布广,在长度和平面上跨越的地质和工程地质单元多,在不同地区建设机场常常碰到不同类型的特殊性岩土以及填海造田、高填方等特殊土方工程。机场岩土工程常与复杂多变的自然条件密切联系,要满足机场建设中不同工程的不同要求,往往成为机场建设的难点之一,成为机场建设中保证工程质量,缩短工程周期,降低工程造价,提

注:参加本节撰写的还有李乃山、周虎鑫、李 强、魏戈锋、周继选。

高机场工程社会经济效益的关键。通常,岩土工程涉及机场土建中的每项工程,在其总体造价和总工期中占 1/3~1/5,而对个别复杂地质条件的场地,岩土工程会占到 1/2。

近十年,我国机场建设覆盖面之广、数量之多、规模之大、标准之高前所未有。加上我国地域广阔,自然条件多变复杂,因此在机场建设实践中,碰到许许多多的岩土工程的难题。东南沿海地区济南、连云港、上海浦东、宁波、温州、深圳等城市的机场是建筑在高含水量、高孔隙比和高流塑性的软土地基上;西南地区的桂林、贵阳、南宁、重庆、临沧的机场则为岩溶地基或为高填土地基;西北地区西安、兰州、西宁等城市的机场是建设在 III 级自重湿陷的黄土上;敦煌、克拉玛依的机场则以盐渍土地基为主;北方地区,黑河、哈尔滨、乌鲁木齐、嫩江、齐齐哈尔等机场,则以季节冻融或永冻土为地基;还有一些机场存在膨胀土、珊瑚礁等特殊土基。这些机场的建设和使用,给机场的岩土工程积累了十分宝贵的经验。正是由于机场建设事业的蓬勃发展和带动,我国机场的岩土工程技术与其他行业一样,所取得的进步和成果都是十分显著的,有些地方已经达到或接近国际先进水平。当然,随着机场的建设,还需从事机场建设的岩土工作者继续努力和不断探索。

二、国外状况

当前,机场岩土工程的技术难点主要有三方面:一是特殊土地基处理问题;二是山区机场建设中的高填方地基问题;三是海上机场建设问题,它代表着当前国际机场岩土工程最高水平。

山区丘陵地带,地形复杂,地势起伏大,地貌单元多,地基土性不均,突变性大。在山区修建机场存在三方面问题:高填方的边坡稳定性问题;高填方及挖填差异造成的大量沉降和不均匀沉降问题;大量的土石方挖填平衡带来的排水问题,因而山区机场建设难度很大。日本新广岛机场,最大填方高度达 99m,挖填方总量 3.14×10^{7} m^{3},为目前世界上填方最高的机场。

从岩土工程角度看,海上机场可分为两类,离岸机场和濒海机场。对于离岸机场,一般先要筑造人工岛,需要在海上进行施工,如日本关西国际机场、香港赤腊国际机场、新汉城国际机场等,至于浮体机场,则不属于岩土工程的考虑范围。濒海机场,是机场的一部分向海里延伸,如日本羽田机场、新加坡樟宜国际机场、上海浦东国际机场规划发展图等。表 11-14 列出了世界上部分海上机场的修建概况。

主要海上机场概览表　　表 11-14

名　称	位　置	概　况
日本长崎国际机场	长崎县大村,离岸 1.5km	筑岛面积 163ha,水深 10~18m,建于 1972~1975 年。填筑
日本关西国际机场	大阪湾东南泉州冲海上	一期人工岛 510ha,投资 14 580 亿日元,二期 530ha。填筑。排水砂井、挤密砂桩、强夯、沉井
香港赤腊国际机场	启德机场西 28km 的赤腊角岛	面积 1 248 ha,3/4 为疏浚土砂填筑
韩国新汉城国际机场	汉城市西 52km	一期人工岛 1 098ha,远期 2020 年 4 743ha,共填筑 2.0×10^{8} m^{3} 砂土。填筑
新加坡樟宜国际机场	新加坡岛东部	面积 1 663 ha,约一半面积为填海
日本羽田机场	东京都大田区羽田	填筑。深层搅拌桩
澳大利亚悉尼机场	马斯科特草原上	沼泽地。填筑
美国纽约拉瓜地机场	曼哈顿东 17km	机场地基长年下沉,跑道每年都要采取措施。伸入海面部分采用栈桥,其余部分填筑

上海浦东国际机场	上海浦东濒海地段	人工促淤(规划发展区)

世界最早的离岸填海机场,是始建于 1972 年的日本长崎机场,离岸距离 1.5km,水深 10～18m。世界上最大的海上机场,是在建新汉城国际机场,一期工程 1997 年完成筑岛面积 1 098ha,远期 2020 年人工岛面积达 4 743ha,为关西国际机场和赤腊国际机场的 4 倍,共填筑 2.0×10^{8} m^{3} 砂土。但最有代表性也是最昂贵的还是日本关西国际机场,作为最具特色的填海机场,关西机场的工程技术、建设水平和投资额是举世瞩目的。

在海上修建机场,存在如下几方面问题:海底软弱地基处理、护岸工程、填筑工程、机场各建(构)筑物地基工程,对离岸机场还有联络桥基础工程。这些是陆上机场难于遇到的,也给机场岩土工程带来了难题。海(湖)底软弱的地基处理方法主要有置换、排水砂井、挤密砂桩、深层搅拌桩等方法。对于濒海机场的延伸段,比较多的是地基适当处理后采用筑填的方法。新芝加哥机场,对淤泥进行了挖除置换处理。Madeira 's Funchal 机场 500m 跑道延长段的处理,则采用了修栈桥的方法,其支撑道面的混凝土柱子高达 60m,每个柱子的基础由 8 根长 15～60m 的桩组成。

关西国际机场位于大阪湾,距海岸 5km,一期工程填海造地 511ha,土石方量达 1.8×10^{8} m^{3},始建于 1987 年,1994 年通航,总造价 14 580 亿日元;二期工程将增加造地面积约 530ha,预计总费用 15 600 亿日元,其中造地 11 400 亿日元。下面对其进行较详细的介绍:

(一)人工岛地基土的填造与沉降控制

一期工程填海人工岛(4 370×1 250)m^{2},近岸水深 16m,远岸水深 19m,平均水深 18m,海底下 20m 为软弱的冲积粘土层(Ac),其下为数百米的洪积砂砾层与粘土层互层。大规模填造人工岛花了 5 年时间。由于机场各部分的不同功能,设计所确定的标高不同,各个地点土质条件的差异、填筑过程的差异以及填筑荷载的差异会对沉降产生不同的影响。因此,预测各个地点的沉降,计划好填筑地基的高度,做好填筑土方的调配,以及安排填筑完成后机场各设施的建筑顺序,都作了严格的计划和控制。

洪积层的沉降预测:洪积层的固结沉降,采用了有限元法进行计算。施工时,在整个场区设点进行了沉降观测,并根据实测沉降,对原预测沉降进行了修正。修正后沉降量预测为:填筑高度 33m,通航时填筑层压缩量 0.5m,冲积层压缩量 5.5m,洪积层压缩量 4.0m,总计 10.0m;通航 50 年后分别为 0.5m、5.5m、5.5m、11.5m,即工后 50 年沉降量 1.5m。

(二)地基处理工程

人工岛填筑完后各设施段的地基处理,见表 11-15。

各设施段的地基处理　　表 11-15

设施分区	处理目标		处理方法	施工参数	工程量
	深度	强度			

<table>
<tr><td rowspan="2">道面</td><td>一般道面</td><td>滑行道、快滑道、站坪、一般道路等</td><td>5m</td><td>N≈10</td><td>大型振动板压实</td><td>振动板 9m^2, 功率180kW,两遍间压</td><td>174ha</td></tr>
<tr><td>重要道面</td><td>跑道</td><td>10m</td><td>N≈15</td><td>强夯</td><td>25t×25m,11击/点,点距5m</td><td rowspan="2">53ha</td></tr>
<tr><td rowspan="4">建筑物等</td><td rowspan="2">一般建筑物等</td><td>货库、航空公司用房、排水处理设施等</td><td>10m</td><td>N≈15</td><td>强夯</td><td>25t×25m,11击/点,点距5m</td></tr>
<tr><td>机库、食品车间、废品处理设施等</td><td>15m</td><td>N≈15</td><td>挤密砂桩</td><td>砂桩径 700,长15m,间距2.8m,置换率5%</td><td rowspan="3">59ha</td></tr>
<tr><td rowspan="2">重要建筑物等</td><td>候机楼附设、火车站、供油区等</td><td>15m</td><td>N≥15</td><td>挤密砂桩</td><td>砂桩径 700,长15m,间距2.3m,置换率7%</td></tr>
<tr><td>候机楼、管制塔、干线道路、铁路挖掘部分等</td><td>20m
25m</td><td>N≥15</td><td>挤密砂桩</td><td>砂桩径 700,长20m,间距2.5m,置换率6%</td></tr>
</table>

(三)候机楼的基础构造与沉降对策

关西国际机场候机楼占地面积453 000m^2,主楼平面318m×153m,候机楼全长1672m。该候机楼的基础做法比较特别。在施工中基础沉降量约1～1.5m,预测通航后50年还有1.5m沉降量,采用挤密砂桩地基处理后直接基础。对于基础沉降和不均匀沉降问题,则是通过基础构造来解决的。每一个柱脚设置油压千斤顶,柱脚的标高可通过千斤顶来调整。每一个柱脚上都安装有沉降观测装置,对基础的沉降进行动态观测。当基础的沉降达到一定值时,即用千斤顶将柱子抬高,在柱脚下放置特制的钢垫板。尽管基础的沉降和不均匀沉降很大,但柱子却始终保持在一定的标高位置。

(四)联络桥基础工程

连接机场岛与陆地的联络桥长3.75km,采用直径 1 500mm的钢管桩,桩端打入洪积层,为摩擦桩,共1 500根。使用后桥台的预测沉降量比较大,在结构上采取了相应的处理措施。

(五)护岸工程

人工岛护岸全长,根据不同的使用条件和要求,分别采用了石缓坡护岸和直立式护岸。由于护岸坐落在软弱的冲积层上,对冲积层采用排水砂井与挤密砂桩进行了地基处理。

三、飞行场区土基的压实

为了防止机场跑道、滑行道、停机坪等道面下的土基在静荷载下发生大的沉降和动荷载下发生大的变形,通常对容易产生沉降的高填土方地基,软土地基规定了严格的不均匀沉降最大允许值的要求,也规定了使用年限内工后沉降最大允许值的要求。此外,对各类土基,在不同飞行场地都规定了明确的土基压实度的要求。

对于填挖不大并不属特殊土质的土方,一般利用土方机械分层进行压实。80年代以前,压实机械以轻型、中型静压机械为主。80年代后,重型静压、振动、高幅振动等机械逐步得到广泛应用。近期更有重型冲击式(非圆形压轮)等问世。随着碾压能量与效率的提高,土方压实度指标也有所改变,由原先的轻型击实法改为现在执行的重型击实法标准。机场场道工程土基填方一般要求为98%～93%(最大干密度的系数),视机场等级、类别、机型及距土基顶面的深度而异。在多雨潮湿区、特殊干旱地区、高液限粘土或粉土地段等处,允许适当降低要求。土基挖方或零填挖处则要求土基顶面下40cm内达到98%～93%。飞机偶尔到达地区为95%～90%,一般土面为90%～85%。

近年来,在一些填土较厚或需地基处理的土方,常采用强夯压实。当填土厚度超过4m时,需分层夯实。由于强夯压实效果良好,费用不高,又便于施工,已越来越受到重视。

要达到土基密实,必须清除道面范围内的原有道路、建筑物基础、大树根、坑塘、地下墓穴、井眼、空洞、暗流等。用于填土的材料应注意其颗粒级配与压实性质。常用的砂粘土或粘砂土,一般不宜采用轻重粘土及粉质土,尤其应注意水是土方工程中关键,应在最佳含水量下进行压实,过干、过湿都不相宜。设置机场完整的排水系统,安排各项防洪、截洪、或排涝设施以及研究建设期间的排水和雨季施工措施,都是场道土方工程必须精心关注的事情。

当机场位于地震烈度七度及其以上地区时,对于饱和非粘性土或少粘性土,应分析判定砂土液化的可能性,并考虑是否要对地基作必要的处理。

四、高填方地基

(一)高填土地基

1. 基本概念

随着国民经济和航空运输不断发展的需要,在山区修筑机场不可避免。由于山区的地形、地貌、地质条件复杂,又要满足飞机对机场的使用要求,在山区建设机场都将不同程度地遇到高填深挖。通常认为高填土地基是指在道槽区的填方高度大于 10m 或在土面区的填方高度大于 20m 的填筑地基。

2. 地基处理要求与指标

在道槽区,填方高荷载大,导致原土基较大沉降,同时填筑体的自身压缩沉降也较大,因而应特别防止土基的不均匀沉降,尤其是要防止填挖交界处的不均匀沉降。在土面区,除不均匀沉降外,还有填方的边坡稳定与冲刷问题。因此,在高填方地基处理中,在道槽区应以消除不均匀沉降,提高压实度为原则。而在土面区,应以消除沉降、减小冲刷,提高土坡稳定性为原则。

对于道槽区,高填土地基处理指标一般是:

1)工后总沉降量应小于 4~8cm,不均匀沉降坡差应小于 0.1%~0.15%。

2)要求压实度大于 96%,并应严格控制。对于土面区,还要补充如下指标:

(1)土坡稳定的安全系数应大于 1.25;

(2)坡面应满足防冲刷的要求。

3. 地基处理方法

高填土地基处理可采用强夯、重锤夯击法、碾压等方法。确定处理方法应根据填土的高度、填料的性质及施工工艺进行综合技术经济比较。

(1)强夯法:对于道槽下原土基(包括道槽边向外侧 1:0.75 放坡范围),可采用强夯方法处理。具体强夯的能量、间距应根据覆土的厚度、填土的高度与土基沉降计算确定。一般原土基的地基处理强夯的能量应小于 2 000kN·m。

对于道槽下的填筑体,可采用分层强夯方法。通常,在道槽下反 10m 范围内,原土基应挖成 1:2 的台阶,并进行强夯处理。一般分层的松铺厚度不大于 4m,其强夯的能量应不小于 2 000kN·m。

(2)碾压法:对于道槽下原土基,当原土基的覆土厚度较小(一般小于 1m),可采用碾压方法处理。对于道槽下的填筑体,可采用分层碾压方法。通常,在道槽下反 10m 范围内,原土基应挖成 1:2 的台阶,并进行碾压处理。一般分层的松铺厚度为 0.8m。

4. 工程实例

云南某机场道槽区填方最大高度达 33m,土面区最高填方达 50~60m,覆土厚度 4~8m。

通过单点夯现场试验确定:夯锤重量 200kN,夯锤形状为圆形,底面直径 2.6m,落距 10m,即以每击 2 000kN·m 能量进行强夯。夯点净距 0.8m 或中心距离 3.4m,正方形布置,并且必须同时满足下述三项要求:①夯坑总沉降量不小于 80.0cm;②最后两击平均沉降差不大于 4.0cm;每点夯击总能量不小于 36 000kN·m,即 18 击。

道槽区填筑体的填料采用挖方区自然级配的石碴料,未经人工筛选,因此部分填料连续性不很好,经现场单点夯试验以确定强夯施工参数:①每夯击能量 2 000kN·m;②每层铺土厚度 0.9～1.1m,总厚度 4.1～4.3m;③夯点净距 0.5m,夯点布置形式为正方形。施工时以同时满足如下三个要求为标准:①每个夯点击数 13～15 击;②夯坑总深度应大于 65cm;③最后两击平均沉降差小于 5.0cm。

通过该机场高填方现场试验和理论分析表明原土基、填筑体的变形满足了设计要求。目前,该机场已经运行 3 年,道面使用情况完好,这说明:该机场采用强夯处理原土基、填筑料的方法是合理的。对于大填大挖的大型土石方工程采用强夯施工方法,加速原土基及填料的沉降可以缩短工期,节省投资,从而具有显著的经济效益。

另外,对于有强度要求的土方区采用 500kN 激振力振动压力机进行碾压,层铺厚度 0.8m,压实度为 87%。为了节约经费,土方边坡未作护砌、植被等措施处理,因此边坡冲刷十分严重,对此应引起足够的重视。

(二)高填石地基

1. 基本概念

高填方地基采用石方作为填筑料时即为高填石地基,常见于山区的机场建设中,在我国多分布于西南地区的山区丘陵地带。与高填土地基一样,高填石地基也存在边坡稳定性问题,高填方及挖填差异造成的大量沉降和不均匀沉降问题。机场建设中,大量的土石方挖填平衡还带来排水问题。高填石地基与高填土地基不同的是,所用的填料为无粘性大颗粒硬质材料,其本身的压缩沉降比高填土地基的要小,且其沉降稳定时间要快些。

2. 地基处理要求

高填石地基处理要求,基本上与高填土地基一样,要求地基稳定、均匀、密实,确保地基达到剩余沉降与不均匀沉降的要求。所不同的是填石地基的密实度,以其干密度或固体体积率指标表示,一般采用填实干密度大与 2.00～2.20t/m^3 作为指标。

3. 地基的处理方法

由于高填石地基对其下面原有地基的压力很大,原有地基的土质比较好,也可能产生很大的沉降量,因此首先应对原有地基进行分析计算,并适当处理。

高填石地基的处理主要有振动碾压、冲击碾压或强夯等方法。一般,振动碾压可一次碾压 0.3～0.8m,冲击碾压可一次碾压 0.6～2.0m。

道面下高填石地基的填筑,一般应采用分层堆填或分层铺填,抛填填筑仅限于次要的非道面区。分层的厚度应视所采用的碾压机械类型或强夯能量而定。

为保证密实度要求,应根据分层填筑厚度和使用的施工机械类型或不同处理方法,选择合适的填料的粒径和级配并严格加以控制。应尽量使地基处理后有足够的沉降稳定时间,减少工后沉降。

4. 贵阳龙洞堡机场地基处理实例

(1)工程概况:位于贵阳市东部龙洞堡,占地 263ha。场地平整挖填宽约 420m、长 3 840m,场区内最大削方高度 114.7m。分层地基处理面积约 24×10^5 m^2,于 1996 年完成。

(2)地质条件:地形起伏较大,主要地貌为丘陵洼地。北部、西部为缓丘洼地,山丘平缓,相对高差 30~50m;南部为峰丛谷地,山坡陡峻,相对高差 60~173m。机场场区位于岩溶地区。场区岩石为石灰岩与白云岩,约占土石方总量的 65.8%;第四系坡残积的红粘土主要分布于缓坡、洼地及沟谷地带,土层厚度较大,一般为 6~8m。地下水受气候影响,水位变幅 6.2~9.1m。

(3)地基处理试验:根据飞行区设计的分区要求,分别进行了不同填料、不同填筑方法及不同施工参数的分层地基处理试验。强夯后,分别在各试验层进行了大块石的颗分、密度、回弹、载荷试验、波速测试。检测结果表明,强夯后块石得到一定的破碎,平均粒径减小,不均匀系数增加,细颗粒含量增加。强夯后的干密度除与夯击能量有关外,还与填料的级配、填筑方法有关,堆填施工的强夯加固效果比抛填施工的明显。强夯处理后的地基均匀密度,在采用 3 000kJ单击夯能、夯击 16 击时,干密度大于 2.00t/m^3 的有效加固深度为 4.25m。

(4)地基处理:原有土层强夯置换:土层厚度小于 6m 时,铺填 1.0~2.0m 厚碎石(粒径 < 40cm)后,采用 3 000kJ 强夯置换。土层厚度大于 6m 时,清除处理。

填方区地基处理:地基处理的方法及技术要求见表 11-16。

填方区地基处理的方法及技术要求　　表 11-16

分区	设计标高下深度	填料最大粒径(cm)	干密度(t/m^3)	固体体积率(%)	压实度(%)	地基处理方法
本期	0~0.56m	≤10	2.20	≥83		碎石碾压
	0.56~8.0m	≤40	2.18	≥80		堆填虚铺厚度4m 3 000kN·m,14~16击,5.0m间距强夯
	8.0m~基岩面	≤80	2.10	≥77		
规划区	0~0.3m(土层)				90	填土碾压
	0.3~6.0m	≤60	2.10	77		堆填,虚铺厚度84m,3 000kN·m,14~16击,5.0m间距强夯
	6.0m~覆盖土层	≤100				

挖方区地基处理:地基处理的方法及技术要求见表 11-17。

挖方区地基处理的方法及技术要求　　表 11-17

分区	设计标高下深度	填料最大粒径(cm)	干密度(t/m^3)	固体体积率(%)	压实度(%)	地基处理方法
本期	0~0.56m	≤20	2.18	≥83		超挖0.56m做碎石垫层,1 000kN·m,8击满夯

(5)处理效果:地基处理施工完后检测各项指标均达到设计要求。竣工通航后的沉降观测情况表明,该地基处理工程效果良好。

五、特殊土地基

(一)软粘土

1. 基本概念

软粘土一般指淤泥与淤泥质土,是静水或缓慢水流中以粘粒为主的近代沉积,它往往还与泥炭或粉砂交错沉积。软粘土的主要特点是孔隙比大,含水量高、渗透性差,压缩性高、强度

低,呈流塑状态。一般天然含水量大于液限,孔隙比大于1.0,渗透系数 $k < 10^{-6}$cm/s,压缩模量 $E_s < 4$MPa,不排水强度 $C_u < 25$kPa,静力触探比贯入阻力 $P_s < 700$kPa。软粘土由于强度低,压缩性高,固结沉降有较长的时间过程,在其上修建建筑物时,一般需要进行地基加固处理。软粘土在我国分布很广,主要位于东南沿海地区,其他有津沽地区、连云港、武汉、芜湖、南京、肇庆、岳阳、湖州、射阳湖畔等地。我国连云港、上海浦东、宁波、温州、深圳及南宁、济南等机场中的软粘土地基都作了加固处理。

2. 软粘土地区场道地基加固要求

软粘土地基强度很低而且工后沉降很大,因而地基加固目的,一是提高承载力,二是尽量减少工后沉降。对场道工程来说,外荷载不大,因而提高承载力不是首要目的;反之,对道面平整度的要求极高,所以最主要的目的是消除道面的不均匀沉降。目前,国内已建机场对软粘土地基的指标与指标值很不统一,一般来说与采用的地基加固方法有关,表11-18列出了它们的指标与指标值。

已建机场场道软粘土地基处理指标　　表11-18

处理指标＼机场名称	宁波机场	温州机场	南宁机场	济南机场
	堆载预压	堆载预压	真空预压	真空预压
剩余沉降量(cm)	≤8	≤6	≤总沉降量5%	≤总沉降量5%
不均匀沉降量(cm)	≤4(全波长45m)	≤4(全波长45m)	≤5(全波长100m)	≤5(全波长100m)
平均固结度(%)	≥80		≥95	≥95
加固深度(m)			穿透软粘土层	
地基顶面回弹模量(MPa)	≥25			
处理指标＼机场名称	深圳机场场道	深圳机场停机坪	浦东机场	上海某机场
	换填	堆载预压	强夯	强夯
剩余沉降量(cm)	≤5	≤5	≤10(10年内)	≤5
不均匀沉降量(cm)	≤5(全波长100m)	≤5(全波长100m)	≤5(全波长100m)	≤5(全波长100m)
承载力(kPa)	≥140			≥120
加固深度(m)	换填全部软粘土		6m的土平均 $P_S \geq 2000$	穿透淤泥质土层
压实度(%)				≥93
地基顶面回弹模量(MPa)	≥25	≥25	≥(反应模量)	≥20

从目前机场使用情况来看,经地基处理后绝大多数加固指标能达到预期要求,但当软粘土层厚度很大时,其后期的剩余沉降量往往超过要求的沉降量,表明软粘土地区有较大的次固结沉降,幸好引起的不均匀沉降尚能满足要求,因而如何减少剩余沉降量与如何合理确定它的指标值是需要解决的一个问题。

3. 软粘土地区机场场道地基加固方法及其优缺点

预压排水固结法,这是当前软粘土地基处理中技术上较成熟的一种方法。排水方法一般

采用袋装砂井或塑料排水板;预压采用堆载或真空预压。宁波、温州机场采用袋装砂井排水,堆载预压;南宁、济南机场采用塑料板排水,真空预压。除上述外,还可以采用堆载与真空预压相结合的方法。这种方法的优点是技术成熟,费用较低。缺点是施工期长,施工也比较麻烦,还需要有堆料的来源。

(1)换填法:采用砂石料置换软粘土,具体有砂石填层法、抛石挤淤法、抛石振动挤淤法及强夯抛石挤淤法等。深圳机场场道区采用了换填法。该法适用于浅层软粘土情况,技术上成熟,但施工较麻烦,费用也较高,还需要有砂石料的来源,挤出的淤泥需要清理。

(2)强夯法:按现行强夯技术规范,在软粘土地基不能或不宜采用强夯加固。但最近,我国在软粘土地区的机场场道地基上采用了强夯加固取得了突破性的进展,如上海浦东机场及某机场都取得了成功。软粘土地基不能采用强夯法纯属技术上的原因,因为软粘土的渗透性差、含水量高、孔隙比大,强度低,按现行强夯方法,土体受到强夯冲击时,淤泥中的水不能迅速排出,造成孔隙水压力上升快,消散慢;同时,坑周土体严重破坏,强度降低,渗透性变差,土体更易液化而产生“橡皮土”,导致强夯失败。此外,它还会使地基土产生很大的工后沉降以及上层土体的强度丧失。我国某机场场道土基,1～5m 内为淤泥质土层,为消除孔隙压力,针对软粘土特点,采用了塑料板排水措施;提出了“先轻后重,逐级加能;少击多遍,逐层加固”的新的强夯工艺;改变了强夯收锤标准,以不破坏土体的宏观结构来确定夯击遍数,从而确保了在低孔压下进行夯击,取得了避免 45×10^{4} m^{2} 软粘土地基土强夯出现“橡皮土”,并达到工程要求的好成绩,圆满完成了工程任务,为强夯加固浅层软粘土地基闯出了一条新路。由上可见,强夯加固浅层淤泥质软粘土地基技术上是可行的,而且费用低、施工简单、快速易行,在机场道基上应用有广阔的前景。当软粘土土层较厚时,可采用强夯与堆载相结合的方法。当然,这还需要有实践验证。

(3)深层搅拌法或旋喷法:通过强力机械搅拌或通过高压喷射注浆液,形成加固土体。曾用于深圳机场软基处理中换填法与堆载预压法的结合部。该法技术成熟、效果好,但价格十分昂贵,尤其是从消除道基沉降的观点,桩间距离受到限制而增大了工程费用。适用于浅层软粘土地基加固以及场道中需要协调变形的地段。表 11-19 列出了已建机场场道软粘土地基加固方法。

已建机场场道软粘土地基加固方法　　表 11-19

机场名称	地基加固方法	排水措施	预压超载系数	超压缩系数*	压实度
宁波	堆载预压	袋装砂井	1.8	1.8	
温州	堆载预压	袋装砂井	1.8	1.8	
深圳(机坪)	堆载预压	塑料排水板			
南宁	真空预压	塑料排水板	2	1.6	
济南	真空预压	塑料排水板	2	1.5	
深圳(场道)	换填				≥96%
深圳(联络道)	深层搅拌				
上海浦东	强夯				
某机场	强夯	塑料排水板		1.7	≥94%

*　超压缩系数为地基实际沉降量与设计荷载下理论计算固结沉降量之比。

(二)湿陷性黄土

1. 基本情况

湿陷性黄土是一种非饱和欠压密土,它的主要特性是具有湿陷性,即指土在一定压力下受水浸湿,土结构迅速破坏而发生显著的下沉。显然,湿陷会给建筑工程带来极大的危害,因而,

在湿陷性黄土地区进行建设,应根据湿陷黄土的湿陷程度和工程要求,因地制宜地采取各种措施,防止地基湿陷。全国湿陷性黄土面积约为 $27\times10^4 km^2$,广泛分布于西北地区及华北、华中的部分地区。全国存在着自西向东,自北向南,黄土湿陷性由高到低的变化趋势。解放以后至 20 世纪 80 年代,我国在湿陷性黄土地区修建了较多的机场,一般都采用了比较严格的防排水措施,而不作地基处理,多数至今应用良好,但也有少数机场的湿陷性黄土地基受到湿陷或由湿陷性黄土填筑的压实地基受到湿化(指压实黄土迂水土性改变,在自重与外荷作用下引起地基沉降),而造成道基不均匀沉降。近年来,对建在湿陷性黄土地区的大型机场的场道湿陷性黄土地基进行一定程度的加固处理,以消除湿陷;并开始注意对高填方区压实黄土地基加强防排水并提高地基压密度,以消除湿化。

2. 湿陷性黄土地区建设机场的要求

湿陷变形是一种下沉量大,下沉速度快的突发性变形;湿化变形的下沉量较小,速度较慢,但它们都会引起道基的不均匀沉降,而产生道面蝶形沉降,接缝错开,影响道面使用,因而场道湿陷性黄土地基应以消除与防止湿陷与湿化为主要目的。消除地基土的全部湿陷性费用很高,因而一般采用防水与地基处理相结合的方法,并以地基处理为主。当场道地基为非自重湿陷性黄土,或地基土湿陷程度为轻微和中等等级时,填土厚度不大时,以及机场场道地基,可采用以防排水为主的措施。

消除湿陷的主要指标是地基处理深度,即在预定的处理深度内湿陷系数 $\delta_s \leq 0.015$。按目前经验,处理深度一般宜为 4~6m,可按地基湿陷等级、场道水浸可能性及机场等级来定。防止由湿陷性黄土填筑而成为压实地基湿化,目前还缺乏研究与经验,一般可采用填土的压实度或干容重作为指标,无论是挖方区,还是填方区都要满足机场施工规范中的有关压实度的规定。此外,有些工程对地基承载力、压缩模量或回弹模量提出要求,或者提出静力触探指标 Ps 值的要求,但这些都是辅助指标。

3. 湿陷性黄土地区建设机场中的一些处理措施

1) 防排水处理措施

机场场道选址应避开洪水威胁地段和地下水可能上升的地段;避开湿陷等级很严重地段及冲沟发育,尤其是深大冲沟的地段。

合理规划,保证地基排水畅通,对流向场区的河流、沟渠及地下潜流等,必须截流改道。避免大挖大填,高填方易出现,湿化,大挖方会造成排水线路的紊乱。

作好排水设计,尽量避免从道面及场道两侧侵水到地基。大型冲沟应设有涵洞导水,涵洞走向应为冲沟走向,涵洞作防水处理,不允许水外渗。尽量在场道土基上及其两侧形成防水隔离层,如修筑灰土垫层、沥青砂垫层与防水帷幕等。各项防洪排水设施应配套,所有永久性排水设施应严格防水。

施工中严格填土质量与压实度的检查,尽量不用湿陷性黄土作填土,自然冲沟沟底、沟壁应清理,沟底应夯实,缩短坑、槽施工暴露时间,防止雨水入侵。

2) 地基处理措施

处理场道湿陷性黄土地基一般采用如下方法:

(1)垫层法:挖去湿陷性黄土,回填灰土与素土。这种方法适用于处理道基下 1~3m 湿陷性土层厚度,因而在机场中应用不多,一般只用于机场跑道局部翻修地段。

(2)灰土挤密桩:采用成孔挤密方法,并分层填入灰土。适用处理道基下厚 5~15m 湿陷性土层,这种方法地基表面恰好有一层松动层,不太适用于场道地基,而且处理效果、工程费用

都不如强夯法,因而目前机场中应用不多。

(3)强夯法处理湿陷性黄土地基效果好、价格低、设备简单、施工方便,处理深度为4～9m,并能有效提高土体的压实度,因而十分适用于机场场道。西安咸阳机场与西宁机场都采用强夯法处理湿陷。

防止场道压实黄土填土地基的湿化是目前还没有很好解决的问题,尚不知道地基的压实度或干容重达到何值才能完全消除湿化。某机场曾采用挤密法消除湿化,提高土体压实度不多,效果不佳。采用强夯法或孔内深层强夯法(D、D、C法)或许会有一定效果。

处理新近堆积黄土场道地基的沉降可采用预压法。天水机场场道施工时曾出现大面积,大幅度的蝶状下沉。通过试验证实,道基为高压缩性的新近堆积黄土,它在低荷载下有很高压缩性与敏感性,由于道面板荷载作用,新近堆积黄土产生较大变形。对填方区及浅填浅挖地段,预堆1m高的砂土进行预压,一个月后卸载,从而消除了下沉,取得良好效果。

4. 西宁民航机场工程实例

机场属民航二级机场,场道地形起伏大,地面为数条大冲沟所切割,浸水可能性大,地基湿陷等级多数属很严重,部分属严重,填方厚度大,经综合各项因素,道基处理深度为4～5m,具体设计标准如下:

(1)道槽土基处理宽度,包括道基边缘外5m范围。如跑道部位,处理宽度为$60+2\times5=70$m,采用较宽的处理范围是为了保护土基,减少其湿化机会。

(2)道槽挖方区采用300t·m级强夯施工。从道槽土面算起向下,0～0.5m要求压实度不小于0.95;0.5～2.2m,压实度不小于0.92;2～4m压实度不小于0.85。0～0.5m部分还采用了机械碾压。

(3)道槽填方区采用重型机械分层碾压。从道槽土面算起向下0～1.0m,要求压实度不小于0.95;1m以下全部填方直至原地面下0.3m深度,要求压实度不小于0.92。规定在道槽土基范围内,不准采用新黄土Q_4作为填土。由于场区土含水量较低,采用了较高的强夯单击能:1 200～3 000kJ。其夯击参数通过试验确定,如I号场地,锤重×落距为120kN×16.8m;锤底面积为4m^2,夯点间距为3.5×3m,主夯的遍数×击数为1×10;拍夯的锤重×落距为100kN×8m;击数3。

对强夯效果进行了多种测试,测试表明:

湿陷性3.5m深度内完全消除,3.5～5m还有部分非自重湿陷。

压实度0～1m深度内大于0.95;1～3m深度内大于0.9;3～6m内大于0.77。

容许承载力0～3m达到270kPa,3～6m内达到210kPa。

变形模量0～3m内达到18MPa,3～6m内达到17MPa。

(三)盐渍土

1. 基本概念

盐渍土系指含有较多溶盐类的岩土。对易溶盐含量大于0.5%,且具有吸湿、膨胀等特性的土称为盐渍土。盐渍土的类型按分布区域分:海盐渍土、内陆盐渍土和冲击平原盐渍土。按含盐类的性质分:氯盐类、硫酸盐类和碳酸盐类。按含盐量分:弱盐渍土、中盐渍土、强盐渍土和超盐渍土。

氯(亚氯)盐渍土,当氯盐含量大于4%时,对混凝土会产生不良的影响,对钢材、木材、砖等建筑材料也具有不同程度的腐蚀性。硫酸(亚硫酸)盐渍土Na_2SO_4的含量较多,当温度下降至32.4℃以下时,吸数十个分子的结晶水,使体积增大,如此不断循环作用,从而使土体变

松,一般出现在地表下0.3m左右。碳酸盐渍土,由于土中存在大量的吸附钠离子,遇水时即发生强烈的膨胀作用,使土的透水性减弱,密度减小,导致地基稳定性及强度降低,变坡塌滑等,对各种建筑材料也具有不同程度的腐蚀性。

2. 盐渍土地区场道地基处理要求与措施

盐渍土地基有的具有膨胀性与湿陷性,会损坏机场道面,影响飞行,此时应进行地基处理。地基处理的主要目的是防止土基上部产生盐分聚集,而造成道面鼓胀。其主要措施为:

(1)换填土层,一般应选择含盐量小于0.3%的岩土作填土材料。

(2)采用粗颗粒岩土(如砂卵石或块碎石)作地基垫层,以隔断有害毛细水上升通道,改善持力层强度,并能解决地基土的盐胀与冻胀。

(3)采用沥青砂或土工织物隔断毛细水上升通道及盐分聚集。同时应作好排水设计,防止积水浸湿地基及场地。

3. 敦煌机场硫酸盐地基处理试验例

1)地质概况

敦煌机场位于敦煌市东12km,山前洪积扇的中上部,海拔约1 200m,地表面为砂砾石戈壁。

场区地层由角砾、粉细砂、粉土等组成,3m以上层理紊乱交错,角砾分选性较差,土层不均匀,有的地段含角砾较多,有的地段含粉质土较多,在地表下粉土层的顶部和砂砾层的底部聚集有芒硝、石膏层,厚度随粉土层的厚度大小变化,多在10cm以内,属硫酸盐渍土,易溶盐具有平面分布的不连续性、不均匀性和垂直分布的表聚性特点,3m深度内易溶盐平均含量达0.75%,局部地段高达3.1%,属中等～高度盐渍化的盐渍土场地。地下水为赋存于砂砾层中的孔隙潜水,水深14m左右。

2)道面危害及分析

敦煌机场1980年始建以来,1984年开始出现道面鼓胀变形破坏,后越来越严重,主要病害如下:1984年老跑道每隔200m横向出现鼓胀裂缝;1988年跑道出现小规模不规则的鼓胀点;1989年发展成为2 000m^2的膨胀带;1990年春迅速扩大达到10 000m^2,至下半年为20 000m^2;1991年春即发展到40 000m^2。其中最大鼓胀达25cm,有的道面整体全部破坏,后经开挖发现,鼓胀地段的道面基层和土基上部存在盐分聚集现象,且多为芒硝晶体。

敦煌机场跑道膨胀变形主要发生于地温明显回升、日夜温差变化最大的冬末春初和降水较集中的七、八月间。无论是冬季还是春季,0.3m以下地温都低于32.4℃,场区产生盐胀的温度条件是具备的。每年冬季,为水聚集时期,地下水以水汽形式不断从深处向上层输送,由于跑道面层的覆盖作用,水汽不能有效蒸发,在道面下温度不断下降的冰冻附近结成冰,春季升温时,土中冰不断融化成水,即被无水芒硝吸收结晶成芒硝晶体,使土体体积迅速膨胀,道面鼓起开裂,道面鼓起开裂也使土中水分逐渐蒸发消失,地温又普遍升高,大部分芒硝晶体失水成为无水芒硝,土体收缩而趋于稳定,到了雨季,降水通过道面裂缝和接缝处,进入土体使无水芒硝再次和水分子结合成芒硝晶体,使土体再次膨胀。后随着水分的蒸发膨胀也会漫漫的缓解趋于稳定。每年周而复始地重复上述过程,使道面基层及土基不断地膨胀、收缩,破坏了结构,降低了密实度,造成道面结构的开裂、整体破坏。

3)试验方案

产生道面病害的主要原因是盐渍土的膨胀所致,而盐渍土膨胀的主要原因除土基本身含盐量较高外,还与道面覆盖条件下土中水分和盐分向上迁移聚集密切相关。针对上述原因,确

定换填结合隔层或透气来控制土基盐胀程度的综合试验思路,达到消除道面危害的目的。为此,除进一步查清老跑道病害地基土的土层分布特征和含盐情况,研究场区盐渍土的盐胀机理和地下水、盐分迁移聚集规律外,要重点开展现场模拟试验和工程实体模拟试验。

4)试验研究的主要内容

(1)跑道病害地基土调查:结合整修工程在跑道面层揭开后,安排滩井取样,进行含水量、含盐量、盐分类型和密实度的试验和测试。

(2)室内盐胀试验和水汽聚集数值模拟:结合工程病害研究所列的问题,开展室内试验,在理想的试验现场与试验条件下,分项研究盐胀与硫酸盐含量、湿度变化、温度及上覆荷载等主要因素的关系,认识盐渍土的膨胀机理。

通过建立水汽迁移、聚集数值模型与现场观测、室内模拟结果拟合修正,计算道面下水分以气态方式迁移聚集的过程,为防水汽迁移、聚集的结构设计措施依据。

(3)现场模拟观测试验:在现场建立盐胀试验场,观测地温、湿度与分层变形量在不同季节昼夜随深度变化的规律性,综合确定盐胀临界深度;以控制不同含盐量、不同材料的试验模型,实测其盐胀量及盐胀力,并观测覆盖效应和透气情况下水盐迁移情况。

(4)工程实体模拟试验:通过不同的换土深度、不同的换填结构、结合含水层、隔盐层和道面透气的设置方法,进行工程实体模拟试验。

(四)季节性冻土地基

1. 基本概念

冻胀土地基是指在北方冰冻地区,冻胀使道面向上隆起,最严重的高出几十厘米,影响飞机使用,有时使道面结构遭到破坏。产生冻胀的原因有二:一是由于水分冻结时,体积将增加9%,另一个更重要的原因是由于土基中的弱冻结合水向冻结区移动的结果。由于弱结合水在-3~-5℃时仍保持液态,并且同冰有很强的亲和力,所以在土基中开始出现少量的冰晶体时,立即将弱结合水吸引过来,使冰晶体不断扩大。如有地下水不断供给水源,而冻结的过程又很缓慢,则这一过程又会持续一段时间,使冻胀发展得更加严重。通常,引起土基冻胀有三个因素:①土基对冰冻的敏感性(含有小于0.02㎜的颗粒含量超过3%的所有无机土都属于冻敏性);②气温下降缓慢;③地下水不断向冰冻区供给水源。春季来临,冰冻的土基开始融化,会使土失去承载力,导致道面损坏,这种现象称为春融翻浆。

2. 处理原则与指标

根据调查有裂缝路段与无裂缝路段的冻胀数据,认为水泥混凝土道面的容许不均匀变形的坡度为0.15%~0.2%,并根据机场道面的功能性、结构性要求其变形应满足为允许冻胀高1.5~5㎝。其他道路的附属建筑如:涵洞、排水沟等应符合抗冻要求。

3. 处理方法

机场道面最基本的冻害由道床不均匀冻胀引起,造成道面不均匀隆起,使邻板错台、板面段裂。因此,其地基处理的方法是:要设置防冻层,防冻层通常采用碎石、砂砾石、二灰土等。

4. 工程实例

辽宁省某机场,冻深90㎝,道面下均为亚粘土,原无明显冻害。以后由于重载将道面板压断,雨水沿裂缝大量渗入土基,开始出现冻害,经几年恶性循环,错台高达8㎝。1979年作翻建处理时,根据其普遍冻胀高度多在6㎝左右,选用在原道面上加铺20㎝垫层方案,再按强度要求浇筑新道面,迄今已近20年,未再出现冻害。

黑龙江某工程,该地冻深220㎝,土质属粉土亚粘土,该道面冻害严重,特别是在跑道端0

~400m,1982年测得冻起高度有的达20cm,错台高达10cm。1983年全面进行冻胀观测,1985年作翻修设计时,根据冻胀高确定在旧道面上加铺层厚度大都在30~60cm,并在错台达4cm以上的区域,在水泥混凝土板中铺设直径12mm,20×2cm双层钢筋网以增强其抗裂能力。竣工后经连续几年观测,冬季道面冻起高多在5cm以内,道面平整,外观良好,虽然局部出现通长裂纹,但裂缝细微,几年仍未扩展,道面质量得到保证。

六、膨胀土地基

(一)基本概念

膨胀土主要由强亲水性的蒙脱石与伊利石类矿物组成,具有显著的吸水膨胀和失水收缩变形特性。一般具有下列特征:①在自然条件下,多呈硬塑或坚硬状态,裂隙较发育,隙面光滑;②多出露于二级和二级以上阶地、山丘陵和盆地边缘,地形坡度平缓,一般无明显自然陡坎;③具有吸水膨胀和失水收缩及反复胀缩变形的特点。

(二)膨胀土地基处理原则与指标

膨胀土地区的机场工程建设,应考虑到机场工程的特点:机场道面是一种层状结构建筑物,道面的自重荷载较小,面积范围较大,而平整度的要求较高。因此,在道槽下的膨胀土的处理原则:应尽可能消除膨胀土的膨胀量,减小收缩量。同时,应考虑膨胀土特性、气候特点、地形地貌条件、土中水的变化情况等因素,采取综合措施进行处治。

对以蒙脱石为主要成分的膨胀土,宜着重于防吸水膨胀,其压实度指标可适当降低(2%~3%);对以伊利石为主要成分的膨胀土,宜着重于防失水收缩。

为满足机场道面的功能性、结构性要求,机场工程道面控制指标是变形,在设计使用年限内,其变形应满足要求容许隆起量小于2cm,容许下沉量小于4cm。

其他道面的附属建筑如:挡土墙、涵洞、排水沟等,按膨胀土地区建筑技术规范进行设计施工。

(三)处理方法

膨胀土地基处理可采用换土、砂石垫层、土性改良等方法。确定处理方法应根据土的膨胀等级、地方材料及施工工艺等,进行综合技术经济比较。

1. 换土法

对于道槽下的膨胀土可采用非膨胀土或灰土换填,具体换土厚度可通过变形计算确定,一般换土厚度不小于1.5m(包括道面结构层的厚度)。处理范围包括道槽(含道肩)周边以外不小于5m土质地带。换土接茬处应以斜坡接茬,坡度不宜陡于1:5,破面原土应刨松,以利结合。

2. 垫层法

对于平坦场地上I、II级膨胀土的地基处理,宜采用砂、碎石垫层。垫层厚度不小于30cm。垫层宽度应大于道槽5m,并做好防水处理。

(四)工程实例

云南某机场采取换填一定厚度的非膨胀土,在道面下做贫混凝土基层,同时采取防范引起膨胀土的胀缩基本技术要求。将三者结合起来,能消除膨胀土的潜势,增强基层的稳定性和强度。目前,机场已使用五年多,运行良好。可见该机场的膨胀土处理是成功的。具体情况如下:

1. 膨胀土分布情况

飞行区土层第一层为土混粗砂的植物土,第二层为持力层,一般厚度为5m,在跑道上

500m 长范围内为膨胀土露出地表。该膨胀土层为褐黄色、灰黄色粘土，自由膨胀率为 20%～40%，部分试件自由膨胀率大于 40%，属弱膨胀土。其余地段膨胀土皆埋藏于地表 1.5m 以下。

2. 处理方法

道槽用非膨胀土换去膨胀土，换土宽度宽出道肩外 1m，深度沿道面表面下反 1.5m。在换填非膨胀土压实土基上，铺 2cm 砂找平层，再在其上铺筑 15cm 厚的贫混凝土基层。考虑采用贫混凝土基层：主要是强度大，并且对道面板提供不透水的、均匀而稳定的支承，具有良好的整体性，当水浸入到道面板下时，能隔离表层渗水，消除道槽下深层膨胀土的膨胀潜势。

另外，在基层表面裂缝处铺上塑料薄膜、或在裂缝处跨放油毡条，以防渗水。水泥混凝土板接缝的填缝料，应能保持接缝的水密性，减少雨水从缝中渗入基层，增大其含水量。

七、21 世纪我国机场岩土工程的发展与展望

(一)"上山下海"，扩大机场建设的领地

随着航空事业的发展，需要修建更多更大的机场。我国沿海是经济发展地区，人多地少，地价昂贵，因而"下海"修建滨海与离岸机场势在必然。我国还是多山之国，尤其是西南、西北山区，因而"上山"修建山地机场也必不可免。目前，国际上已经出现高填土 100m 与深填海 20m 以上的机场，国内也有香港赤沥角机场与龙洞堡机场，21 世纪，"上山下海"的机场还会进一步发展。与此相应，场道地基的稳定、沉降及其处理问题会显得更加突出。同时，山地机场的高边坡问题与海上机场的护岸问题也会形成新的岩土工程技术难题。可以预见，21 世纪将会出现海上的与陆上的栈桥式机场以及海上浮体式机场，因而机场岩土工程的投资还会进一步增高。

(二)发展机场土方工程的快速施工，丰富场道地基处理技术

目前机场修建中，土方作业的工期占总工期中很大的比例，约为 1/5～1/2，因而机场土方作业的快速施工是下世纪机场修建中的重大课题，无论是土源选取、运土方式、压实方法、道基处理技术都将不断丰富与发展。目前广泛应用的机械运土、机械碾土的方式会逐渐缩小。施工快速、价格低廉的新的地基处理技术，如爆破压实法等将会在机场工程中得到应用；深层饱和软粘土地基处理、黄土填土湿化处理、膨胀与盐渍土等处理技术都会获得解决与发展。

(三)合理确定各类地基的处理指标、制定机场岩土的工程标准

目前各类场道地基的处理指标尚无统一工程标准，如何合理确定指标也无统一认识，尤其是道基的剩余沉降量的确定还有较大争议，因而下世纪的一个重要任务是确定各类地基的处理指标，制定出相应工程标准与规范，以确保机场岩土工程的顺利进行。

参考文献

第 一 节

[1] Masashikamon. Environmenal Geotechnics, Proceedings of The second Interational congress on Environmental Geotechnics, OSAKA, Japan 5-8 November, 1996. Vol.1.2 kyoto University, Japan.

[2] Second International Congress on Environmentai Geotechnics, Preprint of special Lec-

tures and state-of-the-Art Reports, November 5-8 1996 Interational society for soil Mechanics and Foundation Engineering and Japanese Geotechnical society.

[3] Ralph R. Rumer and James K. Mitchell. Assesssment of Barrier containment Technologies, prepared under the auspices of U.S. Department of Energy, U.S. Environmemtal Protection Agency, Dupont Company.

[4] International containment Technology conference Proceedings, February 9-12,1997, st. Petersbury, Florida, U.S.A.

[5] H.Y.Fang, Environmental Geotechnology, ENVO,1987.

[6] 上海市建设委员会科学技术委员会.地铁一号线工程. 上海:上海科学技术出版社, 1998.

[7] 刘建航等.基坑工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1997.

[8] 赵杨宏等. 高层建筑基坑围护工程实践与分析. 上海:同济大学出版社,1996.

[9] 胡中雄. 土力学与环境土工学. 上海:同济大学出版社,1997.

[10] 俞调梅,朱百里编译. 废弃物填埋设计. 上海:同济大学出版社,1999.

[11] 袁建新. 环境岩土工程综述. 岩土力学,1996(2):88～93、1996(3):86～93.

[12] 林在贯等. 岩土工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1994.

[13] H.F.温特科恩,方晓阳. 基础工程手册. 北京:中国建筑工业出版社,1983.

[14] 曾国熙等. 地基处理手册. 北京:中国建筑工业出版社,1988.

[15] D.G.费雷德隆德,H.拉哈尔佐. 非饱和力学. 北京:中国建筑工业出版社,1998.

[16] 吴华林等. 我国洪灾发展特点及成灾机制分析. 长江流域资源与环境,1999(4):445～450.

[17] 谷志孟等. 长江湖北段干堤整险加固的现状与思考·长江流域资源与环境,1999(4):435～438.

[18] 钟敦伦等. 泥石流与人类经济活动. 长江流域资源与环境,1999(3):327～332.

[19] 周必丸等. 泥石流防治指南. 北京:科学出版社,1991.

[20] 孙永福等. 控制上海市区地面沉降措施. 上海地质,1981(3):23～34.

[21] 李永善等. 西安地裂及渭河盆地活断层研究. 北京:地震出版社,1992.

[22] 刘忠佩等. 大同市地裂缝成因及减灾对策. 见:面向国民经济可持续发展战略的岩石力学与岩石工程. 北京:中国科学技术出版社,1998:654～662.

[23] 刘玉海主编. 大同机车工厂及邻区地裂缝研究. 西安: 陕西科学技术出版社, 1991.

[24] 张敏. 菲律宾垃圾场坍塌事件追踪. 新民晚报,2000 年 7 月 12 日.

[25] 司徒锐文. 台湾之环境地工 - 垃圾掩埋问题.见:海峡两岸土力学及基础工程、地工技术学术研讨会论文集,1994:515～532.

[26] 钟毓东等. 台湾之环境地工 - 地下水污染.见:海峡两岸土力学基础工程、地工技术学术研究论文集,1994:681～639.

[27] 金永斌等. 重金属溶液在夯实泥岩中传输行为之研究.见海峡两岸土力学及基础工程、地工技术学术研究论文集,1994:606～611.

第　二　节

[1] 水工设计手册.混凝土坝(5).北京:水利电力出版社,1993.

[2] 土工原理与计算. 华东水利学院土力学教研室,1981.

[3] Hydropower 96 - Review and a Forward Look to the 21 st Century, Hydropower Oct. 96.

[4] 土坝设计. 北京:水利电力出版社,1978.

[5] 周维垣,杨若琼. 中国的岩石力学及计算机方法的应用.北京:科学出版社,1989.

[6] 中国水力发电工程学会手册.北京:1984.

[7] 郝石心主编. 高混凝土坝坝基岩体工程综述. 能源部成都勘测设计研究院,1988.9.

[8] 土坝设计.北京:水利电力出版社,1983.

[9] 坝基岩体的建基面稳定性评价及岩体参数的选定. 成都勘测设计研究院,1988.

[10] 周维垣. 高等岩石力学.北京:水利电力出版社,1990.

[11] 杨述文,周文铎等. 地下水电站厂房设计.北京:水利电力出版社,1991.

第　三　节

[1] 徐邦栋. 当前国内外滑坡研究和整治的现状与动向. 见:铁路工程建设科技动态报告文集,铁路地质和路基工程分册,1989.5.

[2] 谭丙炎. 中国铁路沿线泥石流病害及防灾技术综述. 见: 泥石流防治理论与实践,1991:204.

[3] 沈寿长等. 中国铁路沿线泥石流. 见: 泥石流及洪水灾害防御国际学术讨论会论文集, A 卷, 泥石流,1991.1.

[4] 刘振贤. 岩溶研究进展. 地质科技通报. 1990(2):18.

[5] 朱梅生. 铁道建设中软土工程的理论与实践. 见:铁路工程建设科技动态报告文集,铁路地质和路基工程分册,1989:6.

[6] 廖世文. 膨胀土研究综述. 见: 铁路工程建设科技动态报告文集,铁路地质和路基工程分册,1989:32.

[7] 赵性存. 中国沙漠地区铁路的修筑. 见: 铁路工程建设科技动态报告文集,铁路地质和路基工程分册,1989:37.

[8] 周 镜. 十年来铁路系统岩土工程的发展. 岩土工程学报. 1989(6):75～77.

[9] 刘铁良. 确定多年冻土天然上限深度的方法及其在路堑工程中的应用. 见: 第二届冻土学术会议论文选集. 兰州: 甘肃人民出版社, 1983.5.

[10] 黄小铭. 青藏高原多年冻土地区铁路路堤临界高度的确定. 见: 第二届冻土学术会议论文选集. 兰州: 甘肃人民出版社, 1983.5.

[11] 廖基宏. 与路基工程有关的岩土工程可靠性研究现状及几点看法. 见: 铁路工程建设科技动态报告文集,铁路地质和路基工程分册,1990.141.

[12] 陈正宗. 隧道地质预测. 世界隧道,1995 (6):74～79.

[13] 中华人民共和国铁道部发布铁路隧道设计规范 TBJ3—96(1996 年局部修订版), 文字说明书 1996 - 05 - 28.

[14] 孙钧. 地下工程设计理论与实践. 北京: 上海科学技术出版社, 1996.12:115～118.

[15] 朱永全等. 隧道稳定性位移判别的概念及方法. 见: 中国土木工程学会隧道及地下工程分会第十届年会论文集,1998.10:302～306.

[16] 宋玉香等. 单线电化铁路隧道衬砌结构目标可靠指标的计算分析. 岩石力学与工程学报, 1998.(6):1～6.

[17] Jing Shiting The stability analysis of underground galleries bass on fuzzy probability International academic publishers, 1990.9:497～504.

[18] 张祉道等. 家竹箐隧道高瓦斯、大变形、大涌水的整治对策. 世界隧道, 1998(1):1～10.

[19] 梁宏彪等. 岐岭双线铁路隧道富水特殊软岩段的施工. 世界隧道,1997(3):7～17.

[20] David Hadkin Classification systems for payment purposes Tunnels & Tunneling, 1994.25(2):22～26.

[21] 吴云生等. 仄岭隧道施工对设计地质成果验证分析. 铁路工程学报, 1998(3):69～80.

第 四 节

[1] 全国水运工程技术进步大会文集. 交通部基建管理司,1995.

[2] 魏汝龙等. 地基变形引起的码头损坏及其修复. 水利水运科学研究,1979(1).

[3] 魏汝龙等. 提高码头岸坡稳定性的经验总结. 全国第三届全国土力学及基础工程学术会议论文集,1981.

[4] 魏汝龙. 正常压密粘土的本构定律. 岩土工程学报,1981.3(3).

[5] 魏汝龙. 大面积堆土对邻近桩基的影响. 岩土工程学报,1982.4(5).

[6] 魏汝龙. 土样扰动对室内强度试验的影响 6. 水运工程,1982(4).

[7] 魏汝龙. 正常压密粘土的原位不排水强度的计算和测定. 水利学报,1984(1).

[8] 魏汝龙. 正常压密饱和粘土的抗剪强度理论. 岩土工程学报,1985.7(1).

[9] 魏汝龙. 我国沿海软粘土特性及其工程问题. 水利水运科学研究,1985(3).

[10] 魏汝龙. 软土地基的理论和实践. 南科院 50 周年纪念论文集,1985.

[11] 魏汝龙. 软粘土的工程性状.土木工程学报,1986(3).

[12] 魏汝龙. 软粘土中的取土技术及其改进.岩土工程学报 ,1986.8(6).

[13] 魏汝龙. 软粘土中的取土扰动及其影响.水利水运科学研究,1986(3).

[14] 魏汝龙. 正常压密粘土土压力计算中的强度指标问题. 水利学报,1987(2).

[15] 魏汝龙. 软粘土的强度和变形.北京:人民交通出版社,1987.

[16] 魏汝龙等. 软粘土的归一化应力应变模式. 水利水运科学研究,1989(3).

[17] 魏汝龙等.赤湾港软粘土取土质量的对比研究.港口工程,1989(6).

[18] 魏汝龙. 软粘土取土技术的对比研究. 水运工程,1990(3).

[19] 魏汝龙等. 桩基码头与岸坡的相互作用. 岩土工程学报,1992.14(6).

[20] 魏汝龙. 高桩码头中岸坡变形的影响. 港工技术,1993(4).

[21] 魏汝龙等. 软粘土工程性质数据库的初步建立. 水利水运科学研究,1994(3).

[22] 魏汝龙. 总应力法计算土压力的几个问题. 岩土工程学报,1995.17(6).

[23] 魏汝龙. 基坑开挖与墙前土压力计算. 地基处理,1996.7(2).

[24] 魏汝龙. 话说土压力的水土合算问题. 地基处理,1996.7(4).

[25] 魏汝龙. 开挖卸载与被动土压力计算. 岩土工程学报,1997.19(6).

[26] 魏汝龙. 深基开挖中的土压力计算. 地基处理,1998.9(1):3～15.

[27] 魏汝龙. 基坑内外的水压力和渗透力. 岩土工程师,1998.10(1):23～25.

[28] 魏汝龙. 粘性土主动土压力计算中的一个误区. 地基处理,1998.9(2):58～60.

[29] 沈珠江. 一个计算软土地基固结变形的弹塑性模式. 第三届全国土力学及基础工程学术会议论文选集,1981.

[30] 沈珠江. 土体应力应变计算的一种新模型. 第五届全国土力学及基础工程学术会议论文选集,1990.

[31] 中华人民共和国交通部. 港口工程技术规范桩基工程(TJT 222—83)编制说明,1985.

第　五　节

[1] 孔祥金,李含顺. 公路工程地质的回顾与展望. 公路工程地质,1998.16(1):1～7.

[2]“高路堤稳定技术和土石混填压实评定方法研究”研究报告. 交通部重庆公路科学研究所,1995.

[3] 郑治,欧明星. 山区高填方路堤的沉降计算与分析.“高等级公路与科技进步”学术会议论文集,1996:328～332.

[4] 杨世基等. 湿粘土路基的压实与稳定性,国家“七五”重点科技项目“高等级公路路基综合稳定技术”研究报告. 交通部重庆公路科学研究所,1990.

[5] 杨世基,王玉泉. 公路膨胀土路基处理技术. 公路交通科技,1998.15(2).

[6] 邓卫东等. 路基结构的可靠性课题研究报告. 交通部重庆公路科学研究所,1997.

[7]“高等级公路路基综合稳定技术”课题研究报告. 国家“七五”重点科技项目. 交通部重庆公路科学研究所,1990.

[8] 张诚厚等. 软粘土的结构性及其对路基沉降的影响. 岩土工程学报,1995.17(5):25～32.

[9] 张斌涛,陈谦应. 碎石桩加固软基桥基和高路堤的应用研究. 国家“七五”重点科技项目“高等级公路路基综合稳定技术”研究报告. 交通部重庆公路科学研究所,1990.

[10] 周志刚,张启森. 土工格栅碎石桩的承载力分析. 岩土工程学报,1997.19(1):58～62.

[11] 孙耀祖. 锚固技术试验研究及其在公路路基岩土工程中的应用. 公路路基岩土工程技术. 四川省交通厅规划院编,1991.

[12] 谈敦义等. G212线泥石流、滑坡处治技术研究报告. 甘肃省交通厅,1996.

[13] 饶鸿雁,卢世深. 公路系统岩土工程发展概况. 岩土工程学报,1988.11(6):94～97.

[14] 邓卫东. 土工织物加固软基路堤的应用研究. 国家“七五”重点科技项目“高等级公路路基综合稳定技术”研究报告. 交通部重庆公路科学研究所,1990.

[15] 万松林. 高等级公路隧道修建新技术. 公路隧道,1997.2:5～8.

[16] 李玉文. 铁山坪隧道设计和模型试验. 第四届全国公路隧道学术会议论文集,1996.

[17] 孙均,朱合华. 软弱围岩隧洞施工性态的模拟与分析. 第二届全国公路隧道学术会议论文集,1993.

[18] 孙均等. 岩石力学参数弹塑性反演问题的优化问题. 岩石力学与工程学报,1992.11(3):221～229.

[19] 蒋树屏. 扩张卡尔漫滤波器有限元法耦合算法及其在隧道工程应用. 岩土工程学报,1996.18(4):11～19.

[20] 杨林德等著. 岩土工程问题的反演理论与工程实践.北京:科学技术出版社,1996.

第 六 节

[1] 张先尘主编. 中国采煤学. 北京:煤炭工业出版社, 2000.

[2] {澳}B.H.G.Brady {英}E.T.Brawd. ROCK MECHANICE FOR UNDERGROUND MINING (地下采矿岩石力学). George Allen & Unwin Ltd.,London , 1985.

[3] 陈炎光,陆士良主编. 中国煤矿巷道围岩控制. 徐州:中国矿业大学出版社,1994.

[4] 陆士良. 岩巷的矿压显现与合理位置. 北京:煤炭工业出版社,1984.

[5] 于学馥,郑颖人,刘怀恒等. 地下工程围岩稳定性分析. 北京:煤炭工业出版社,1983.

[6] 陆士良,汤雷,杨新安. 锚杆的锚固力与锚固技术. 北京:煤炭工业出版社,1998.

[7] 侯朝炯,郭励生,勾攀峰. 煤巷锚杆支护. 徐州:中国矿业大学出版社,1999.

[8] 钱鸣高,刘听成. 矿山压力及其控制(修订本). 北京:煤炭工业出版社,1991.

[9] 陈炎光,钱鸣高主编. 中国煤矿采场围岩控制. 徐州:中国矿业大学出版社,1994.

[10] 宋振骐主编. 实用矿山压力控制. 徐州:中国矿业大学出版社,1988.

[11] {德}O.Jacobi. PRAXIS DER GEBIRGSBEHERRSCHUNG (实用岩层控制). Verlag Gluckauf GmbH, Essen, 1981.

[12] 路耀华,崔增祁主编. 中国煤矿建井技术. 徐州:中国矿业大学出版社,1995.

[13] 翁家杰主编. 井巷特殊施工. 北京:煤炭工业出版社,1991.

[14] {俄} ровский, ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУ
ЖЕНИЙ И ШАХТ (地下工程与矿井建筑工艺), 苏联莫斯科矿藏出版社, 1982.

[15] 刘天泉主编. 煤矿地表移动与覆岩破坏规律及其应用. 北京:煤炭工业出版社,1981.

[16] 周国栓等. 建筑物下采煤. 北京:煤炭工业出版社,1983.

[17] {波} S.Knothe. PROGNOZOWANIE WPLYWOW EKSPLOATACJI GORNICZEJ (开采影响的预测). 波兰西里西亚出版社,1984.

[18] 何国清,杨伦,凌赓娣等. 矿山开采沉陷学. 徐州:中国矿业大学出版社,1994.

第十二章　岩土工程标准化

第一节　标准化的经济体制背景与国内外的标准化工作

岩土工程标准化是整个工程建设标准化的一部分,回顾20世纪岩土工程标准化的进展离不开分析工程建设标准化的大环境。工程建设标准化体现了国家对于工程建设管理的技术经济政策和法制化管理的原则,因此标准化工作与国家的经济体制有着密切的关系。

从20世纪中叶开始,我国实行了计划经济的体制,工程建设计划列入中央各工业部委和地方政府的具体管理,从计划的制定、经费的拨付到项目的验收,权力都集中于政府部门;从厂址的选择和规划、工程勘察、设计与施工等环节都由中央部委下达任务;各部委都有一整套的勘察、设计与施工队伍,形成了行业分割非常突出的技术体系。与之配套的是各行业都有自己的工程标准体系,不仅因为行业特点比较明显(如荷载、与使用功能有关的构造等)而不相同,即使是最基本的问题(如材料的强度、岩土的分类等)也常各异,相互之间很难沟通,形成了许多大体重复而稍有差异的工程标准。

与此同时,在建国初期政治上的"一边倒"形成了技术上的"一边倒"。建国初期,百废待兴,在经济恢复时期和第一个五年计划期间,工程建设的主要建设支援来自前苏联,重点建设的项目都有前苏联专家指导。对于西方国家的技术,长期处于隔绝状态,在这样的条件下,自然只能采用前苏联的技术标准,我国的工程技术人员学习与使用前苏联标准,在大学里教的也是译自前苏联的教材和技术标准,因此我国的工程技术受前苏联的技术体系的影响极其深刻,前苏联的技术标准影响了我国几代技术人员。尽管从60年代开始逐步编制我国自己的技术标准,特别是经历了20年的改革开放,正在努力消除这种从前苏联引进的计划经济体制和技术上"一边倒"造成的负面影响,但现在仍然感受到这种影响的存在。20世纪是工程技术取得飞速发展的时期,特别是第二次世界大战以后,形成了现代意义上的工程建设技术体系。而在这个过程中,前苏联的技术发展不同于其他西方国家,特别在工程建设标准与技术标准的管理模式上存在非常大的差异,也造成了我国的工程建设标准与西方国家的差别,这种差别对我国融入世界技术体系是十分不利的。

我国的岩土工程标准化进程是在这样一个大前提下走过来的,回顾这个过程也处处感受到计划经济体制和技术上的"一边倒"对我国岩土工程的发展以及对岩土工程标准化的影响。20年来,我国的岩土工程技术标准确实有了很大的发展,但在新旧交替中一些深层次的问题仍然没有完全解决,这是留给21世纪标准化必须解决的问题。

西方工业发达国家,市场经济高度发育,在工程勘察设计服务市场中已经形成了一整套人才管理与市场管理配套的法律制度。注册工程师制度是对工程勘察设计执业人员的资格考试与从业注册认定的管理体制,对勘察设计人员的从业资格进行严格的考试与筛选,保证执业人员具有相当广泛的基础知识和工程经验,这是保证工程质量的最根本的措施;而注册制度又是对设计人员从业的许可,也是设计人员对所承担的社会法律责任的承诺。注册工程师具有法

定的签字权,同时也对其所完成的设计承担了终身的法律责任与经济责任。在这样的管理体制下,注册工程师的责任和权利得到了统一。在激烈竞争的市场中,为了保持其已有的社会从业地位,注册工程师必须负有高度的责任心,必须不断地提高自己的技术素质和设计质量。因而,技术规范的作用主要不是约束设计人员的行为内容(如设计参数的数值),而是对设计人员提供技术指导,规范技术人员的行为方式(如取得设计参数的方法);设计人员可以根据工程实际情况,与业主商定选择更有利于保证设计质量的规范,订入合同。人与规范的关系是人具有选择规范的主动权,规范对人的法律约束是在订入合同以后才有效,最终还是使用规范的人赋予规范约束自己行为方式的权力。这种标准化体制是与市场经济协调的,具有使行为人自我约束而又不限制其技术发挥的机制。

在这种体制下,规范本身并不单独具有法律作用,只有被合同采用的规范才具有法律作用,规范之间也是一种相互竞争的关系,规范要经受工程实践的检验,规范的权威是在被使用过程中形成的。这种体制也是处理规范的普遍性与工程的具体性之间矛盾的一种方法,规范的原则应当是普遍适用的,但具体的工程项目又是千变万化的,通过合同来规定其法律约束作用正是体现了法律作用必须是具体的,而不应当是抽象的,没有具体的工程也就谈不上什么法律约束作用。在考察了西方国家的标准化体制与注册工程师体制以后,不难说明为什么西方的岩土工程标准的规定比较原则,比较宽松,其侧重面与我国的标准有较大的差别。西方国家的岩土工程标准的制定并不是政府的行为,而是权威性的民间机构,如协会、标准化委员会等,他们都有自己的运行机制和游戏规则,并能长期稳定的发展。国外的岩土工程标准体系从形式上看有两类:一种是每本标准包括比较多的内容,和我国相似,每隔若干年修订一次,如英国的 BS1377 是土工试验的标准,BS8004 是基础工程的标准等;另一种是每本标准一般只有一个单一的专门问题,由几十本标准形成一个系列,如美国的 ASTM 标准中,每个试验项目都有一本标准,如 D422—63 只是针对土的颗粒分析方法的标准;德国的 DIN 也采用这种体系,如 DIN4014 只是专门为大直径灌注桩的。很明显,第二种体系有其优点,单一内容的标准容易修订,可以不断地、逐步地更新、修改某些比较成熟的标准,每年都有一些修订版本颁布。而我国标准体系采用的综合性版本有其缺点,每本标准内容很多,涉及面很广,修订一次往往要历时 3～5 年,修订很不及时。实际上标准中每个部分的修订成熟程度也并不相同,一起修订就有削足适履之感,我国目前采用的局部修订的方式,但在使用时却很不方便。

在世界经济一体化的过程中,人们也感觉到统一标准的必要,于是提出了制定跨国标准和国际标准的问题,如由于欧洲共同体统一建筑市场的建立推动了欧洲规范的诞生。在此基础上,国际标准化组织的目标则是制定国际标准,希望覆盖世界上大多数国家。但在工程建设标准统一化的进程中,发现工程的标准化与产品的标准化并不完全相同,而岩土工程标准化遇到的困难更为明显,除了各国不同的政治经济条件之外,自然地质条件的差异、工程经验的差异都在很大程度上影响了标准统一化的进程。由于岩土工程的地域性特点,一些幅员比较大的国家往往还有许多地方标准可供选用,因此编制跨国的岩土工程标准的难度是可想而知了。欧洲规范第 7 卷是地基基础规范,有过许多次的修订版本,出现过许多激烈的争论。国际标准化组织(ISO)下设置了岩土工程技术委员会(TC182)从 20 世纪 80 年代开始着手编制岩土工程国际标准。ISO/ TC182 成立于 1982 年,秘书处设在荷兰,当时有 15 个积极成员国和 29 个观察员,下设三个分委员会(SC)[1]。SC1 负责编制岩土分类标准,秘书处设在德国工业标准研究所;SC2 负责编制岩土室内外试验标准,秘书处设在印度建筑中心研究所;SC3 负责编制基础、土工构筑物和挡土结构物的标准,秘书处设在荷兰 Delft 土工研究所。ISO 是一个组织

严密,办事都按严格程序进行的国际机构,积极成员国有投票权,我国是岩土工程委员会的积极成员国。TC182 的各分委员会都分别活动,每 1～2 年开一次会讨论,平时分头工作,由秘书处负责协调日常事务。TC182 的这三个分委员会在以往的 20 年间曾经组织过许多次工作会议,讨论过多个版本的规范稿,经历了近 20 年的时间,很多的编写人已经退休,但尚未完成编制工作,编制国际标准的确是一项旷日持久的工程。

我国的工程建设标准化工作经历了计划经济时代和改革开放转型时期。在计划经济时期,基本上从前苏联搬来的标准管理体制适应经济体制的要求,矛盾并不大。当时在工程建设标准的分类上曾经按管辖权划分过国标、部标和地方标准三种类型,标准的制定立项和批准都是各级政府的行为,标准都具有天赋的法律作用,是政府管理工程建设技术的体现。其中,部标的划分特别带有十分明显的计划管理的特点,部标离开该部所属的系统可能就不那么有权威性了,但实际上中央各部的业务划分与这些标准的技术范围又并不一定都是对应的。后来将部标改为行业标准,缓和了行政干预的矛盾,也减少了计划经济的色彩,但行业标准实际上依然是某一部门的领地,其他部门很难涉足。在市场经济的条件下,这种划地为牢的做法人为地引发了不少矛盾。例如关于基坑工程有两本行业标准,一本是原冶金部所属单位主编的,另一本是建设部所属单位主编的,其实冶金行业的特点在基坑工程中无法体现,基坑工程标准作为冶金行业的行业标准名不副实。这是计划经济体制的影响在标准化工作中的典型表现。为了适应市场经济的发展,根据标准的性质,可以将标准划分为强制性标准和推荐性标准两种,强制性标准由政府立项制定,推荐性标准由协会组织制定,并准备逐步减少强制性标准的数量,这无疑是一个进步。但在界定强制性标准与推荐性标准的界限时又难以区分正确,即使是作为强制性的标准,除了有一部分条文应当是强制性的外,还有相当一部分条文却是非强制性的。至于什么是强制性的条文,也需要有明确的界定标准,例如规范规定的承载力计算公式是否就是强制性的,不按规定的公式计算是否就判为违反了强制性的条文等等,因此这种分类管理不仅很难界定得合适,而且在执行和检查时也很困难。这种分类方法也不完全适合转型时期的要求,近年来出现的碰撞和矛盾很多,在我国进入 WTO 以后,将会出现更大的矛盾和问题,例如国外的岩土工程师就很难理解中国规范为什么对钻孔的间距和取土的间距都要规定得如此具体,而对于取土质量起关键作用的取土器的标准却不能严格执行。标准化的改革将面临与国际通用规则接轨的严竣局面,如果我国的工程建设标准不能适应国际上经济一体化的特点,不符合国际上通用的做法,我国的技术人员不适应国际通用的技术标准管理体系,我国就将缺乏国际竞争的能力,也难以适应进入 WTO 并在国内开放服务领域以后的勘察设计市场。

第二节　我国岩土工程标准化的简要回顾

1949 年 10 月 1 日将 20 世纪的中国划分为前后两个不同的时代。50 年代以前的旧中国,没有大规模的工程建设,虽然出现过象詹天佑那样的著名工程师,从 20 年代开始在上海、天津、广州等城市兴建了一些重要的建筑物,但工程设计和施工所依据的标准都是国外的。当时中国的工程师已经注意到工程经验的总结,例如由上海浚浦局的工程师和“公共租界”工部局的工程师组织的“中国工程协会”中成立了“基础工程研究委员会”,已经在国际上报道了上海的室内外试验研究以及建筑物沉降观测的资料,这可能是中国最早的岩土工程经验总结[2]。在旧中国还不可能产生我国自己的规范,直到中华人民共和国成立以后,随着大规模工程建设

的开展,才有可能逐步形成我国的岩土工程标准化体系。对 20 世纪我国岩土工程标准化的回顾实际上是对后 50 年发展过程的回顾。

50 年代,我国的工程建设主要按前苏联的 НиТУ 127—55 和 СНиП II—Б.1—62 规范的规定设计,这些规范不仅对我国的工程建设曾经起过重要的作用,而且对我国岩土工程界的影响也非常深刻,可以说我国许多老的工程技术人员是在使用前苏联规范的过程中学习和熟悉工程标准的,因此直至今日还能在许多方面发现它的痕迹。在引用前苏联规范的过程中我国的工程师积累了许多工程经验,发现并提出了前苏联规范不完全符合我国实际情况的意见,也看到盲目引用国外规范所带来的问题,需要总结我国的经验,编制适合我国特点的规范。其中有两件事值得提出:一是我国许多专家已经在实际工作中对前苏联专家的意见提出了不同的看法,例如对上海展览馆采用箱形基础的做法,中国专家曾经提出过不同的意见而未被采纳;同时通过试验研究,结合实际情况解决工程问题,不完全遵照前苏联规范的规定执行,例如 50 年代苏联专家的意见是采用砂桩加固上海软土,但在上海闵行重型机器厂对砂桩处理的地基进行载荷试验的结果表明,在软土地区采用砂桩不仅不能提高地基承载力,由于破坏了土的结构,承载力反而降低了,于是中国专家就否定了苏联专家的意见;二是 1956 年南京水利科学研究所编制了《土工试验操作规程》,这是我国第一本岩土工程标准,其意义远远超过规程本身。在 50 年代后期,我国有些地方已经开始总结岩土工程实践的经验和统计分析地区性的土工资料,为后来的规范编制作技术准备。

60 年代,实际上只是前 5 年,是我国岩土工程标准化的初创时期,例如,在 1962 年举行的中国土木工程学会第一届土力学及基础工程学术会议上交流的论文大多是 50 年代研究工作的总结,其中有不少的成果成为后来编制各种规范的主要技术储备[3]~[9];在 60 年代初对软土地区的事故进行了大规模的调查研究,在广泛调查、重点深入的基础上,就全国共同性的软土地基问题及其经验加以综合分析,研究整理,写成“软土地基设计施工主要问题及其经验”的报告。在这份报告中概括了沿海主要地区软土的特点,分析了十类性质不同的问题及其原因,研究了浅层加固地基的效果及事故发生的主要因素,提出天然地基、浅层人工地基设计的若干重要意见,为后来地基规范的制订提供了相当丰富的背景材料。在 1966 年以前编制颁布的一些规范,如《湿陷性黄土地区建筑规范》、《上海地基基础设计规范》、《地基与基础工程施工及验收规范》、《土方与爆破工程施工及验收规范》等。同时,其他一些城市如天津市、成都市等地的地基基础规范也都在准备之中,后因文化大革命而中断了标准化工作。60 年代我国开始编制的岩土工程标准反映了在使用前苏联规范的过程中结合我国自然条件和经济条件,工程技术人员积累的工程经验,虽然限于当时条件,内容比较朴实,也比较简要,但毕竟是我国自己编制的最初的岩土工程标准,标志着我国岩土工程技术在大规模的工程建设中从无到有,并开始走向成熟,也反映了当时我国岩土工程技术队伍的水平。

70 年代前期和中期,当时的国家尚处在“十年动乱”之中,然而在严寒覆盖下的冻土层中,却蕴育着一批岩土工程规范的诞生和修改,其中影响比较大的是《工业与民用建筑地基基础设计规范》和《工业与民用建筑工程地质勘察规范》,分别于 1974 年和 1977 年颁布执行,标志着我国开始有了岩土工程勘察和设计的标准,标准化工作进入一个新的阶段。这一阶段完成的规范还有《动力机器基础设计规范》、《工业与民用建筑灌注桩基础技术规范》和《高层建筑箱形基础设计与施工规程》;同时,《湿陷性黄土地区建筑规范》和《上海地基基础设计规范》也都进行了修订,颁布了第二版。在这一时期,铁路、公路、水利、港工等行业编制的标准中,也都有岩土工程的内容。在 70 年代修编的规范具有十分明显的时代特色,即“文化大革命”在各个领域

中的影响;当时的编制组是由工宣队领导的,许多专家只处于顾问和配角的地位;在技术路线上也是盲目排外的,既企图消除前苏联技术的影响,又排斥西方国家的技术,其实对于国外的发展情况都不甚了解,又很少研究,因此有些列入规范的内容也不一定非常成熟和恰当,规范的总体思路仍然处于前苏联标准的影响之下。但是无论如何终究是立足于我国自己的经验,总结了建国后 20 多年的工程实践经验编成的,其历史的地位和价值是应当充分肯定的。

80 年代,我国岩土工程标准进入了形成体系的发展时期。与 60 年代和 70 年代相比,岩土工程标准发展的背景有两个明显的特点:一是改革开放将岩土工程标准化放在国际舞台中去发展,参与了国际岩土工程标准的编制,借鉴美国、日本、加拿大与欧洲各国的岩土工程体制与标准化工作的经验,使我国的岩土工程标准逐步与国际上通用的标准靠拢;二是以经济建设为中心将岩土工程标准化与我国现代化建设新时期的伟大工程实践密切结合。在坚冰打破以后的春天,我国的科学技术蓬勃发展,工程建设也以超常的规模和速度开展,岩土工程面临着前所未有的发展机遇,对岩土工程标准化也提出了新的要求,提供了强有力的技术后盾。因此,这一时期的岩土工程标准具有明显的时代特色,改变了过去受前苏联工程标准影响的模式,接受了西方工业发达国家岩土工程体制和岩土工程标准的某些适合我国的部分,结合我国的自然条件和技术经济条件,获得了新的发展。同时,正如前面各章所回顾的,在 20 世纪 80 年代,进行了许多重要的科学研究项目,我国的岩土工程技术取得了许多极其值得自豪的科研成果与工程经验。新时期的工程实践经验大量地反映到岩土工程标准中来,许多重要工程的总结,在科学研究中揭示的客观规律,为标准化提供了非常丰富的技术背景材料,使这一时期的标准具有很强的科学性和先进性,标志着我国岩土工程标准进入成熟时期。在这个阶段编制或修订的规范有《建筑地基基础设计规范》、《湿陷性黄土地区建筑规范》、《膨胀土地区建筑技术规范》、《建筑地基处理技术规范》、《土的分类标准》、《地基与基础工程施工及验收规范》、《土方与爆破工程施工及验收规范》、《水利水电工程地质勘察规范》、《水工建筑物岩石基础开挖工程施工技术规范》、《水工建筑物地下开挖工程施工技术规范》、《港口工程地质勘察规范》、《港口工程地基规范》、《港口工程桩基工程规范》、《公路工程地质勘测规范》、《公路桥涵地基与基础设计规范》、《铁路工程地质技术规范》、《铁路路基支挡结构物设计规则》等;关于试验的标准有《土工试验方法标准》、《标准贯入试验规程》、《动力触探试验规程》、《静力触探操作规程》、《静力载荷试验规程》、《十字板剪切试验规程》、《预钻式旁压试验规程》、《公路土工试验规程》、《铁路工程土工试验方法》等;同时制订与修订了许多地方标准,如《上海市地基基础设计规范》、《天津市建筑地基基础设计规范》、《广东省建筑地基基础设计规范》、《浙江建筑软弱地基基础设计规范》、《西安地裂缝场地勘察与工程设计规程》等。可以看出,我国的岩土工程标准已经形成了国家标准与地方标准相结合、通用标准与专门标准相结合的完整体系。80 年代是我国岩土工程标准化进入成熟、形成体系的年代。

90 年代,岩土工程标准化工作是在上部结构设计规范向可靠度设计转轨的条件下进行的。同时,90 年代我国的工程建设规模和数量也是历史上前所未有的,大量高层建筑、大型电站、地下铁道和高速公路的兴建为岩土工程标准化提供了极其丰富的工程经验和技术成果。在我国最高的 100 幢高层建筑中,90 年代建造的就占了 97%,其中包括 300m 以上的上海金茂大厦、深圳地王大厦和广州中天大厦;90 年代完成的三峡一期工程的高坝岩基工程、40m 深水围堰以及 4 000km 的高速公路,这些重大工程都极大的提高了我国的岩土工程技术水平,所积累的经验极大地丰富了标准化的技术储备。

我国根据国际标准化组织制订的设计原则,从 80 年代开始实行工程结构设计的转轨,

1984 年颁布的《建筑结构设计统一标准》是我国第一本按概率极限状态设计原则编制的标准。此后,根据这个标准的规定在 80 年代编制了一整套建筑结构的设计规范;与此同时,在水利水电、港口工程、铁路工程、公路工程领域等也先后开始制订可靠度设计统一标准,并共同编制了作为各行业共同遵守的第 1 层次标准——《工程结构可靠度设计统一标准》。上述标准在 90 年代先后颁布执行,对我国工程建设标准化工作起了重要的作用,在工程界和学术界引起了非常大的反响,许多第三层次的结构设计规范都按统一标准的要求进行修订。由于岩土工程和上部结构之间不可分割的关系,在各个工程领域的标准制定时都发现岩土工程问题是标准化不可逾越的技术关键之一,岩土工程的转轨问题不解决,就实现不了整个工程结构设计转轨的目标。形势迫使岩土工程标准化面临如何转轨的问题,这是 90 年代岩土工程标准化的一个重要特点。但由于岩土工程在可靠度方面的技术储备严重不足,也由于岩土工程技术的特殊性,岩土工程界对可靠度问题的学术观点分歧较大,因此在新形势下的岩土工程标准化工作经历了十分困难曲折的道路[10]。

由于岩土工程是土木工程的一部分,不可能也不应当采用与上部结构完全不同的设计原则,岩土工程设计规范的转轨应当提到议事日程上来,在各系统编制统一标准时都感到无法回避岩土工程可靠度的问题,但又非常棘手,最主要的问题是计算得到的可靠指标远小于上部结构规范所规定的目标可靠指标。于是建设部标准定额司组织了由包承纲、高大钊负责的“岩土工程可靠度设计统一标准可行性研究”攻关课题,经历了 3 年研究的成果表明,岩土工程可靠度分析时不应当采用子样的变异系数,根据岩土的特点必须采用空间均值的变异系数,其技术关键是用随机场模型模拟岩土设计参数进行统计,并提出了土的随机场特征参数—相关距离的确定方法[11]。这一观点已经在一些研究工作中得到了进一步的发展,其成果在编制 1999 版上海市地基基础设计规范的工作中得到了初步的应用。岩土工程可靠度设计方法的研究在天然地基承载力计算、桩基础设计和基坑工程等方面都取得了新的进展[12]~[19]。

1994 年颁布了《建筑桩基技术规范》,这是我国第一本采用概率极限状态设计原则编制的岩土工程标准,与上部结构设计原则是一致的,说明在岩土工程中采用分项系数描述的设计表达式是完全可行的,尽管还有一些有待提高的方面,但毕竟是开始迈出了第一步,其作用是不应当低估的。稍后颁布的是《港口工程地基规范》和《港口工程桩基规范》,也都采用了概率极限状态设计原则,完成了港工领域的转轨。在 20 世纪末,有两本转轨的地方标准同时问世,它们是天津市标准《岩土工程技术规范》和上海市标准《地基基础设计规范》(DGJ08 - 11 - 1999),在世纪之交,为岩土工程标准的发展起到承上启下的作用。在 20 世纪 90 年代先后有 5 本标准实现了向可靠度设计的转轨,充分说明了在岩土工程领域中采用可靠度设计是可行的,存在的技术难题是可以逐步克服的。

在 1994 年还颁布了《岩土工程勘察规范》,对 70 年代的规范进行了较大的补充和修改,对工程勘察的目标和任务提出了新的要求,扩大了规范的适用范围,加强了岩土工程评价的针对性;编制工作经历了 8 年的时间,总结了我国建国四十多年来的工程实践经验和科研成果,又注意了尽量向国际通用标准靠拢和采用国际通用技术法则,是标准化研究工作的成果,作为一本岩土工程勘察的国家标准,覆盖面比较大,对于提高我国勘察工作的水平,健全岩土工程勘察体制,发挥了重要的作用。

在 20 世纪的最后一年,颁布了《高层建筑箱形基础和筏形基础技术规范》,这是在《高层建筑箱形基础设计与施工规程》基础上作了重大修改和扩充的版本。《高层建筑箱形基础设计与施工规程》颁布 20 年来我国高层建筑基础设计方法和施工技术有了很大的发展,原规范已不

能满足工程建设的需要,修订时扩大了规范的适用范围,增加了非矩形平面的反力系数,增加了考虑框架结构刚度时的层数限制。这本规范反映了对 20 世纪我国高层建筑箱形和筏形基础工程的技术总结。

一些地方规范也在 90 年代相继颁布,如《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》、《重庆市建筑地基基础设计规范》等。此外,《高层建筑岩土工程勘察规程》、《岩体工程分级标准》、《水利水电规程岩石试验规程》、《冻土地区建筑地基基础设计规范》、《盐渍土地区工业与民用建筑规程》、《预应力混凝土管桩基础技术规范》、《铁路工程岩石试验规程》、《铁路工程地质膨胀土勘测规则》、《铁路工程地质盐渍土勘测规则》、《岩土工程监测规范》、《边坡工程勘察规范》等一大批专门规范也在 90 年代先后问世。

90 年代的岩土工程标准化的特点是进一步完善体系和采用先进的勘察手段、试验技术和设计方法,在广度和深度上都有比较大的发展。由于我国幅员辽阔,自然条件复杂,岩土工程标准类型之多,涉及面之广,在国际上是少有的。有些标准的技术水平也已经与国外的同类型标准处于相同的起跑线上。1997 年出版的《岩土工程标准规范实施手册》系统地归纳和总结了到 1995 年为止的我国所有的岩土工程标准的主要内容,反映了我国岩土工程标准所达到的水平[20]。

第三节　岩土工程标准化的几个重要技术问题

在我国岩土工程标准化的过程中,显现了几个对标准化有重要影响的问题,如土的分类体系、关于安全度控制与地基承载力、关于勘探设备与试验设备的标准化,这些问题在 20 世纪 70～90 年代曾经进行过研究,展开过讨论,虽然对有些问题正在逐步统一,但主要的问题仍然没有从根本上解决,有待于在 21 世纪进一步研究。

一、土的分类体系

岩土分类与定名是工程勘察的一个重要内容,也是岩土工程标准化的最基本内容之一。岩土分类、定名的标准历来各国不完全相同,我国的岩土分类方法来自不同的国家,各行业之间也存在差异。50 年来,分类体系经历了一个变化发展的过程,但直到 20 世纪末,我国的岩土分类仍未达到基本的统一。

在 20 世纪 50～60 年代,我国各行业的岩土分类方法主要采用前苏联的岩土分类体系。这个体系对粗粒土采用粒度成分分类法,以大于某一粒径的颗粒重量超过某一界限的累计百分含量作为定名的依据,如粒径大于 0.5ｍｍ 的颗粒超过全重的 50％ 定名为粗砂。对细粒土则有两种定名方法:用作材料的土按砂粒、粉粒和粘粒的粒度成分定名;用作地基的土则是按塑性指数定名。各行业之间的标准中关于土的名称有些不同,但分类的界限基本上还是一致的。

土的分类体系的研究开始于 70 年代初期,同时出现了不同的意见,在 80 年代形成两种不同的分类方法体系,分别列入不同的规范之中。

1970～1974 年在编制《工业与民用建筑地基基础设计规范》时,对长期沿用的前苏联规范的分类方法进行了局部的修改,将原来的分类界限塑性指数 $I_P=7$ 改为 $I_P=10$,将塑性指数小于 10 的土称为轻亚粘土。在 80 年代修订与制定《建筑地基基础设计规范》时,将 $I_P=10$ 作为粘性土与粉土的划分界限,塑性指数小于 10 的土定名为粉土,此外将粉砂与粉土的界限也

作了修改,粗粒土与细粒土的分类界限采用与国际通用的粒径0.075mm(200号筛径),取大于0.075mm的颗粒超过全重50%的土为砂土,这一界限也与国际通用标准一致。但在按塑性指数分类方法中,液限试验标准是采用76g平衡锥下沉10mm时的含水量,这与国际通用标准不一致。这一分类体系主要为两本国家标准(《建筑地基基础设计规范》和《岩土工程勘察规范》)以及一批地方规范所采用,主要用于建筑工程领域[21]~[23]。

另一个分类体系为国家标准《土的分类标准》所采用,虽然引用美国ASTM统一分类法,对细粒土按塑性图分类,但液限试验的仪器仍采用76g锥的沉入法。仅将平衡锥的下沉深度从原来的10mm改为17mm,认为测定的液限与美国标准的Casagrande碟式仪法液限在强度上等效;对粗粒土,分类的形式与国际通用标准相似,但增加了巨粒土类,也不同于ASTM。这一体系的土分类原则不同于前一种,是以某一粒组的含量是否超过另一粒组来划分,如漂石粒组的含量超过卵石粒组称为漂石混合土。在这一分类体系中,一些土的定名也与国际通用标准不相同[24]。

与此同时,公路系统也提出了相似的分类体系,但在一些很主要的原则上与国家标准不同,如测定液限的锥重为100g,控制的下沉量为20mm,认为这与美国标准的Casagrande碟式仪法液限在强度上等效。对于粗粒土,分类的界限与国家标准相同,但土的名称不一致,如国家标准有混合土的土名,而公路标准则称为没有混合土的定名。尽管如此,公路系统的标准在总体上和国家标准仍属于同一体系[25]。

在岩土工程界,曾对于这两个分类体系进行了广泛的讨论[26]~[28],但尚未取得统一的意见。作为一种妥协,在国家标准中同时列入了两种液限标准(与沉入深度10mm和17mm相应的液限)的塑性图。岩土分类成为岩土工程标准化中的一个有待下一世纪进一步解决的问题,包括学术问题和实际问题。

从便于融入国际通用标准体系的角度,显然向以美国ASTM的统一分类法为基础的通用标准靠拢是合适的,这有利于与国际市场的沟通与交流,改变我国与西方国家在技术标准方面的隔离状态,但需要一个与我国工程实践磨合的过程。从建筑工程方面的现状分析,大致需要解决这几个问题:

1. 在土分类标准中采用与美国标准的Casagrande碟式仪法测定的液限或与其等效的液限,其值大于按目前我国的标准(76g平衡锥沉入深度10mm)测定的液限值。这就意味着按液性指数划分土类或评价推断工程性质的方法必须相应改变。例如,软土的定名标准必须修改,否则如仍采用孔隙比大于1,液性指数大于1的界限值,则将有相当一部分软土划入一般粘性土,目前尚无法判断这种误判带来的工程勘察地层划分上的问题以及划入一般粘性土中的软土会带来什么样的工程问题。我国对软土积累了大量的工程经验,这些经验是以原来的分类标准的定名为依据的,如修改软土的划分标准,需要进行大量的对比研究工作,重新确定划分软土的液性指数界限值。《土的分类标准》和《公路土工试验规程》已经颁布了很多年,但不清楚执行中的问题,也没有看到采用这两种土的分类标准划分软土时如何处理上述问题的报道。在有些关于公路软土地基的工程研究报告中却仍然采用《岩土工程勘察规范》的方法分类,可能也是由于这个原因[29]。

2. 对粗粒土的分类采用美国统一分类法为基础的分类体系以后,在砂类土中将不再有砾砂、粗砂、中砂、细纱和粉砂的概念和土类,建立在《岩土工程勘察规范》分类体系上的许多设计规定和施工措施将无法再使用。例如关于地震液化判别是建立在对饱和粉细砂的现场调查和大量标准贯入资料分析的基础上的,按统一分类法只能区别砂、含细粒土砂和细粒土质砂三

类,无法判断何种土需要作液化判别以及如何判别。又如在水文地质工作中,按不同类型的砂建立起来的渗透系数的经验数值以及由此而得出的各种抽水、降水方法的适用性分析经验将全部失效。在施工中,由于土类判别的差别,原来建立起来的一套适用于各种土类的施工措施和经验也有很大可能会用错。

3."粉土"是一种有特殊工程意义的土,对粉土地基的勘察和设计需要考虑地震液化、冻涨、流砂等特殊的工程问题。按《建筑地基基础设计规范》和《岩土工程勘察规范》分类方法划分的'粉土"都具有这种工程性质,但这种土并不都在塑性图 A 线以下,如果这类'粉土"位于 A 线以上,就要探讨是否需要再考虑这些特殊的工程问题。而有些粘粒含量非常高的土(例如西南的红粘土)在塑性图上却在 A 线以下,按《土的分类标准》应定名为'红粉土",但其干强度很高,又没有任何的摇振反应,完全不具有 Casagrande 所描述的粉土的任何特征。

二、关于安全度控制与地基承载力

地基承载力本来是土力学中一个最基本的概念,但在标准化的过程中却出现了很大的分歧,甚至对是否存在地基承载力极限状态、能否测定地基极限承载力都成为疑问。产生忽视地基承载力问题的主要原因是过分强调了软土地区变形问题重要性。变形控制是非常重要的设计思想,但变形问题不应当也不可能取代地基承载力问题。设计必须满足两种极限状态是为保证工程质量安全所要求的,反映了自然界的规律,并不以人的主观意识而改变。人们认识到变形问题的重要性是一个进步,但没有理由以此认为地基承载力控制是落后的,变形控制是先进的。对某一特定的工程而言,可能满足一种极限状态就意味着另一种极限状态必然满足,因此称前一种为控制性的。例如,在低压缩性地基上,变形比较小,地基承载力满足设计要求后一般可以不验算变形;在高压缩性地基上,可能因变形过大而不用足地基的承载能力。但上述情况都满足了两种极限状态的要求。

在设计规范中,有关地基承载力的经典方法有两大类:一类是按许可应力设计,即容许承载力设计方法;另一类是按极限状态设计,即总安全系数方法或分项系数方法。前苏联规范主要是按许可应力原则设计,《建筑地基基础设计规范》以及一批地方规范都采用这种设计方法,并大多给出了容许承载力的经验数据,即给出了采用原位测试的方法确定地基承载力的经验公式或给出了地基承载力表。对此,工程界和学术界一直存在着不同的评价。这种方法的优点是方便使用,勘察人员可以依据规范给出地基承载力的建议值,但其负面效应也是相当明显的。负面效应主要表现为三个方面:

1. 规范规定过于具体而地质条件却又千变万化,万一出现了事故,规范对此承担了不该承担的责任,勘察人员却因严格采用规范数据而没有任何责任。其后果是导致法律责任的误判。

2. 对于技术人员的技术发挥是一种限制,当规范的数据与实际不符时,实事求是地根据具体情况确定设计参数将会导致技术人员承担不遵守规范的责任,而盲目搬用规范的数据倒是没有责任风险的。其后果是导致工程活动主体所承担的法律责任的不公正。

3. 因技术人员长期依赖规范给出的具体数据进行工作而不利于技术人员素质的提高和社会整体技术的进步。在规范给出的经验数据面前,任何的试验研究和分析计算结果都没有了法律效力,都成为多余和累赘。其后果不仅仅是影响工程质量,而且降低了工程建设中的科技含量,不利于技术水平的不断提高。

已有越来越多的同行认识到上述负面效应,因而对我国岩土工程规范进行较大幅度的改革已是势在必行。当然,从历史的观点看问题,不能完全抹杀当时编制这些标准的历史性作

用。国家标准《岩土工程勘察规范》在20世纪90年代初修订时已不再列入这类地基承载力的经验数据。目前正在修订的国家标准《地基基础设计规范》已经注意到和准备着手解决这个问题,修订后的版本在21世纪初问世,但在一大批地方标准和实际工作中消除其影响可能需要相当长的时间。

西方工业发达国家大多采用极限承载力的设计方法估计地基承载力,我国港口规范是较早采用这一设计方法的国内标准,自80年代以来,已有更多的规范采用极限承载力设计的原则,如《高层建筑岩土工程勘察规程》和《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》等。新修编的天津市规范和上海市规范也已采用极限承载力设计方法,并在规范中提出建议采用极限承载力计算公式。但在全国各种土类中采用极限承载力计算公式还需要很多的验证工作,有待在21世纪的继续努力。

在讨论地基承载力时涉及工程的安全控制标准的问题。关于规范的安全度控制标准,除了上述对地基承载力极限状态和正常使用极限状态,究竟哪一个是控制设计的不同理解之外,还有对当前岩土工程中的安全度是偏于过分保守还是偏于危险的不同理解。

近几年来,一方面是由于变形计算的方法有了进步,另一方面是由于建筑物过大变形而损坏的事故比较多,对于变形控制设计的讨论非常热烈,但对于变形控制的安全度却很少关注。在目前条件下,规范所能提出的变形控制指标是非常初步的,容许变形与建筑物的损坏并不完全能建立在直接的定量关系上,变形控制的安全度实际上是十分模糊的,缺乏严格的物理定义的概念,也就是说变形控制并不具有严格控制荷载大小的定量意义,仍处于概念设计或控制性验算的水平,变形控制的安全度是一个难以捉摸的未知数。

近年来由于建设工程的质量事故不断发生,一些知名人士呼吁检查和提高我国工程标准的安全度水准,认为我国现行工程标准所控制的安全度水准低于国外的通用标准,是目前我国工程质量事故大量产生的原因;另一方面也有一些专家认为我国岩土工程规范过于保守,规范的条文订得过死,不利于发挥技术人员的创造性,例如在实践中常发生不该打桩的打桩了,浪费建设资金。

应当承认,由于我国经济条件的限制,结构安全度的水准一般是比较低的,而且耐久性方面的考虑也比较少,随着建筑物龄期的增加,许多问题逐渐暴露出来,成为安全的隐患。通常认为,我国岩土工程安全性水准低于国外的通用水准,这是由我国的技术经济条件所决定的。为了有一个量的概念,以挡土墙的稳定性安全系数和桩的安全系数为例进行比较。我国建筑、公路和铁路三个系统的设计规范对于挡土墙抗倾覆稳定安全系数均取为1.5,抗滑移稳定安全系数均取为1.3。根据Meyerhof和Bowles的报道[30]、[31],挡土结构物的安全系数均为1.5～2.0,明显高于我国的水准。对于桩的安全系数,我国一般均取为2.0,或者取1.6左右的分项系数。而英国规范则在2.0～3.0之间取值,当单桩承载力是由足够数量的试桩得出或有充分依据按地区经验得出时用低值,当单桩承载力的数值不太有把握时用高值;欧洲规范将1.6的分项系数只适用于有试桩资料的情况,而对于用经验确定承载力的情况则采用2.0的分项系数[32]。对于天然地基承载力,国外规范一般取安全系数为3,而我国所用的容许承载力隐含的安全系数有时可能还不到2。比较国际岩土工程标准和我国建筑结构设计统一标准所采用的可靠指标水准,对于中间安全等级,国际标准采用3.4,而我国采用3.2,相差约6%。

从上面的比较可以看出,无论是挡土墙稳定性验算、天然地基或桩基设计,无论是安全系数或分项系数,我国岩土工程的安全水准都低于国外通用的标准。当然提高安全度水准涉及国家的建设经济政策,会增加建设投资,需要通过科学的论证,才能决策。也有认为,在工程实

践中出现的一些浪费现象,大多是由于没有正确执行规范所引起的,例如选择不合理的方案,或不恰当地减少勘察试验数量以致不能正确估计承载能力等。岩土工程中出现事故或浪费的原因是比较复杂的,根据这些现象而轻易地改变标准的安全度水准,无论是提高安全度或降低安全度都是十分不妥的。

三、关于勘探、试验设备的标准化问题

在标准化的过程中,关于设备标准如何吸收国际通用标准的优点,提高装备的技术水平问题的难度似乎比技术问题更加困难,与我国的经济水平及管理水平有着更密切的关系。这里主要讨论抗剪强度试验的仪器标准、取土器的标准以及液限试验的设备标准问题。

(一)抗剪强度试验的仪器标准

长期困扰人们的问题是规范中如何处理三轴试验与直剪试验的关系,根据我国岩土工程勘察试验设备的实际情况,规范中只能规定以直剪试验为主。但由于直剪试验固有的缺点,国际上已基本不用了,我国仍大量采用直剪试验的事实不利于土工技术的提高,但改变这种状况却又如此困难。在标准化过程中需要处理与国际通用标准接轨的要求和我国实际情况之间的矛盾,这一矛盾几乎遍及各个方面,尤其在抗剪强度指标试验方法这点上的表现特别突出,竟如此地难以协调,只有留待 21 世纪去解决。

(二)取土器的标准

1994 年颁发的国家标准《岩土工程勘察规范》对取土技术和取土器规格作了专门的规定,对土样质量划分为 4 个级别,这一标准与国外的标准是类似的。国家标准同时规定了各类取土器的技术规格,对采取 I 级和 II 级土样的钻探技术提出了要求,并规定了取土、土样储存和运输的技术要求。上述标准的制定与颁布,说明我国已下决心将取土技术标准与西方工业发达国家的标准接轨,严格取土质量的技术要求,以提高我国勘察试验的质量,这是一个很大的进步。但从标准颁布以来的执行情况看,工程勘察钻探作业中仍在采用不符合标准要求的钻探设备与取土器,钻探技术与取土器入土方法也与国家标准的要求相差甚远。低质量的大量取土试验是目前我国岩土工程勘察野外作业中技术落后的一种表现,也是目前勘察市场价格与管理体制弊端的反映。与西方工业发达国家相比,我国岩土工程勘察技术的许多领域都不落后,有些领域与国外处于同步发展的水平,但取土技术方面差距特别大。由于土样质量低劣,试验指标不能反映实际情况,使设计结果或者偏于危险,或者偏于保守,与其他方面的技术水平不匹配,使土工试验技术和计算技术的进步不能收到应有的效果。在取土技术方面的问题虽然不在技术方面,但在我国进入 WTO 以后,无论是我国进入国际市场或国外的岩土工程公司进入我国市场,在选用与执行标准时取土技术标准是首当其冲的,我国取土技术的落后状况将使我国在对外竞争中处于非常不利的地位。

(三)液限试验仪器的标准化问题

液限试验仪器的标准化与土的分类标准化密切相关,在研究土的分类标准化时比较注意与国外通用的标准衔接,以免在对外交流和市场竞争中产生麻烦,这无疑是正确的。但是对于分类方法的基础,即在试验仪器标准的制定上,却过分看重了我国研制的锥式联合测定仪,锥式仪与碟式仪是国际上测定液限的两类不同的方法,试验原理不同,适用的范围也是不一样的。ASTM 统一分类法,是以 Casagrande 碟式仪为基础的,国际上通用的技术标准都是以碟式仪为基础,如果试验的仪器标准没有得到统一,要取得分类方法的统一是极其困难的。问题还在于我国的锥式液限仪本身又存在两种不同的标准,两种不同规格的仪器不可能得到一致

的结果。因此,我国土分类的标准化所走的技术路线是根据不同的液限测定仪器出发,提出液限测定的标准,在此基础上制定分类标准,而较少考虑工程实际应用中可能带来的问题。是否可以设想另一条技术路线,即从工程实践的要求出发,考虑如何与国外通用的标准接轨,在工程应用的大前提取得进展的基础上,引用以 ASTM 统一分类法为基础的土分类体系,液限测定仪器的标准应当而且必须与分类标准配套,直接采用碟式仪是一种正确而可行的选择。引用国外标准与我国实践的结合重点应当在工程应用方面,而不在试验仪器方面;同样,不同行业的特点也在工程应用方面而不是在液限测定仪器的标准方面。

第四节　21 世纪我国岩土工程标准化面临的主要问题

从上述发展过程可以看出,自 20 世纪 50 年代以来,我国岩土工程标准化是在引用国外的规范标准基础上发展起来的。无论是 50 年代引用的前苏联规范或者是 80 年代引用美国等西方工业化国家的规范,从引用国外规范到形成我国自己规范的过程中,都有如何处理国外工程标准与我国自然条件相适应的问题,处理国外工程技术标准与我国技术经济政策相适应的问题,以及国外工程技术标准与我国工程经验相适应的问题。

工程技术标准不同于产品的技术标准,工程技术具有很强的地域性,每个国家的建筑都有其民族形式的问题,都与自然气候条件密切相关,反映了人与自然环境的协调平衡,工程技术标准是人们适应自然条件求得生存的经验总结。例如地震区与非地震区,高寒地区与热带地区,山区与平原地区,人类的生存条件不同,工程技术措施不同,技术标准也不相同,因此工程技术,特别是岩土工程技术,不能完全照搬国外的技术标准。回顾 50 年来岩土工程标准化走过的历程,只有在重视地区特点,尊重当地经验的基础上,才能取得建设的成功,避免工程质量事故,反之必然会导致失误。

由于岩土工程具有更强烈的地区性,国外标准是在总结他们自己国家工程经验基础上形成的,不一定完全符合我国的情况。因此,在引用国外标准时必须充分注意本土化的问题,采用国际通用标准必须与我国所特有的地质条件和工程经验相结合,在工程实践中经过一个磨合过程才能进入我国标准。在国内也同样存在正确处理全国性规范与地方规范的关系问题,在标准化的重大原则上,例如荷载、安全度、设计原则等方面,地方规范必须与全国性标准一致,但在具体的岩土性能参数取值、经验公式、经验措施、计算公式等方面不必要也不可能在我国如此大的国家内取得完全一致。例如对于土的抗剪强度指标是否要打折扣的问题就无法在全国规范中规定可以打折或者不可以打折;也不可能将局部地区行之有效的经验直接推广到全国范围。过去曾经在全国规范中给出岩土性能指标的经验数值,给出了地基承载力表;也有不结合我国的工程实际情况,套用国外一些标准的做法,但实行的效果证明是不理想的。

我国是一个发展中国家,不发达的经济条件对工程标准具有很强的制约作用。工业发达国家的安全度标准比我国严格,这与他们的经济条件有关,提高安全度就意味着需要更大的投入。我们在采用这些国家的标准时必须充分注意其安全水准是否符合我国的经济条件和技术政策。在我国改革开放 20 年来,经济条件已发生了明显变化,有必要也有可能适当地调整安全度水准。例如,住宅商品化对建筑工程的质量要求就明显地不同于计划经济时代,在软土地区,为了减少造价,将沉降的标准控制得比较低,对于不影响安全的开裂和倾斜被认为是容许的。但消费者对于所购买的商品房质量要求决不可能是有裂缝和倾斜的住宅,商品房是费用最大的耐用消费品,消费者对于住宅外观质量、使用质量和耐久性的要求应当成为住宅标准化

的依据之一。从这个角度看,提高承载力和正常使用的标准势在必行,上海市建筑物的容许沉降控制标准原来是25～30cm,造成了大量的住房质量纠纷和诉讼事件,在编制1999版的上海市工程建设规范《地基基础设计规范》时,提高了沉降控制的要求,将容许沉降规定为15～20cm[23]。在21世纪,逐步提高设计的安全度水准,将是岩土工程标准化的一个重要内容。

每个国家的工程设计标准化与其勘察设计的管理体制有着密切关系,我国工程标准是与我国的管理体制相适应的。在采用工业发达国家的标准时,必须充分注意研究他们的管理体制,分析其技术标准是否能适应我国的管理体制。另一方面,我国进入WTO以后,将会对我国的管理体制进一步提出改革的要求以适应日益增加的国际工程商务活动,我国工程建设标准的体系与管理的改革将成为标准化改革的前提。

讨论岩土工程标准化工作在21世纪的发展趋势,必须立足于对以下几个问题的估计。

1. 我国勘察设计管理体制的变化趋势,包括几个方面:

(1)是按国际惯例采用注册工程师负责制度,还是按过去采用的单位资质等级制度,还是采用注册工程师与单位资质混合的管理体制;

(2)工程标准的法律作用是游离于合同之外的还是赋予合同更大的选择标准的自由;

(3)勘察设计市场的开放程度,包括国内的开放程度和向国际的开放程度。

我国即将进入WTO,国外的服务业将逐步进入我国市场,西方设计单位的准入将促进我国勘察设计体制的改革步伐。可以预料在21世纪的前20年,我国的勘察设计管理体制以及我国的工程建设标准化体制将要进行重大改革,从而推动并完善岩土工程标准化进程,逐步适应国际市场的竞争要求,完成我国成熟的岩土工程标准化体制。

2. 我国工程技术教育体制的改革开放程度,包括下列内容:

(1)工程技术教育专业面的拓宽程度;

(2)工程技术教育与工业发达国家的接轨程度;

(3)现有技术人员职业培训的发展程度。

工程标准的技术水平与工程技术人员的整体素质有着密切关系,也与勘察设计单位的装备水平有关。随着我国高等教育的普及,岩土工程技术队伍水平的不断提高,适应先进标准的能力也会逐步提高,将为高水平岩土工程标准的制订和执行提供有力的人才资源,形成良性循环,相信20世纪遗留的上述问题将会逐步得到解决。

3. 对于岩土工程科学技术研究与发展的投入,特别是为岩土工程标准化所必需的技术储备的人力投入和财力投入的情况

岩土工程标准化水平高低取决于岩土工程科学技术的发展水平,没有科学研究的投入,没有先进的科技成果,就很难有高水平的标准问世。我国50年来,岩土工程标准发展的过程充分说明了这一点,以丰厚的研究成果为基础编制规范时,才能提出科学合理的规定,标准才会有科学性和先进性[33];没有科研基础的标准化工作,不可能提高标准的技术水平。下一世纪岩土工程勘察、设计和施工方法的进步将会在新的高度上解决20世纪未能解决的一些技术问题。

参 考 文 献

[1] 高大钊. 要重视岩土工程国际标准化工作. 国际学术动态,1989(5):101～103.

[2] 俞调梅. 上海地区的基础工程.上海:同济大学出版社,1991.

[3] 张祖闻. 粘性土的物理指标与其荷载试验力学指标之间的关系. 见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1964. 40.

[4] 朱良模等. 上海地区粘性土的物理力学性质指标间相关关系的探讨. 见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1964:41～47.

[5] 高岱等. 贵州红粘土的建筑性能. 见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1964:109～115 .

[6] 陈浩彬. 福州软土地基的变形特征. 见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1964:236～246.

[7] 陈惠康等. 上海地区天然地基按极限变形计算的探讨. 见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1964. 260.

[8] 邬象贤. 软土地基按变形计算问题. 见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1964:269～276.

[9] 吴崇礼. 地基变形计算的应力面积法. 见:第一届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:中国建筑工业出版社,1964:261～268.

[10] 高大钊.地基基础工程标准化与概率极限状态设计.岩土工程学报.1993(4).

[11] 包承纲 等.地基工程可靠度分析方法研究.武汉:武汉测绘科技大学出版社,1997.

[12] 熊启东等. 用汉森公式确定地基承载力的可靠度分析. 岩土工程学报,20(2):79～81.

[13] 况龙川等. 上海软土基坑水泥土挡墙的可靠性指标研究. 同济大学学报,26(6):604～603.

[14] 张鹏飞等. 软土地区钻孔灌注桩承载力的可靠度研究. 同济大学学报,26(6):644～649.

[15] 熊启东等. 上海地区地基承载力的可靠度分析. 岩土力学,18(1).

[16] 徐斌等. 用相关函数法计算静探曲线相关距离的讨论. 岩土力学,19(1):55～59.

[17] 赵春风等. 由 CPT 确定灌注桩极限承载力的可靠性分析. 岩土力学,20(1):65～68.

[18] 赵春风等. 上海地区由 CPT 确定预制桩极限承载力的可靠性分析. 见:第八届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京:万国学术出版社,1999:279～282.

[19] 况龙川等. 水泥土支护体抗滑动可靠度分析. 工程勘察,1999(1):1～3.

[20] 高大钊等主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京: 中国建筑工业出版社,1997.

[21] 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范 (GBJ 7—74). 北京:中国建筑工业出版社,1989.

[22] 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范 (GB 50021—94).北京:中国建筑工业出版社,1994.

[23] 上海市工程建设规范. 地基基础设计规范 (DGJ 08 - 11—1999).

[24] 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准 (GBJ 7—74). 北京:中国计划版社,1991.

[25] 中华人民共和国行业标准. 公路土工试验规程 (JTJ 051—93). 北京:人民交通出版社,1993.

[26] 王正宏等. 介绍《土工试验规程》1978 修改稿中土的分类方法. 岩土工程学报,创刊

号:75～79.

[27] 高大钊等. 土的分类研究方法. 岩土工程学报,10(2):1～8.

[28] 蒋彭年. 土的分类建议. 岩土工程学报,13(5):1～13.

[29] 张诚厚等. 高速公路软基处理. 北京:中国建筑工业出版社,1997.

[30] Meyerhof, G. G.,“Partial and Total Safety Factors”, Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol.3, 1977.

[31] Bowles, J.E.,“Foundation Analysis and Design”, Second Edition, MeGraw Hill Book Company,1977.

[32] EUROCORD 7: GEOTECHNICS, DESIGN,1987.

[33] 高大钊. 上海地基规范与软土工程技术的进步. 见:高大钊主编. 软土地基理论与实践. 北京:中国建筑工业出版社,1992:227～233.

第十三章　21 世纪岩土工程发展态势

前面的十二章,从各个方面回顾了岩土工程学科在 20 世纪形成和发展的历程,展示了国内外的重大研究项目和重大工程的成就,也展望了各个领域在 21 世纪可能的发展趋势。在此基础上,本章将进一步探讨 21 世纪岩土工程的发展态势。

展望岩土工程的发展态势需要综合考虑岩土工程研究对象的特性、工程建设对岩土工程发展的要求,以及相关学科发展对岩土工程的影响。上述三个方面相互影响,共同促进岩土工程的发展。20 世纪的发展历史已经充分证明了,21 世纪的岩土工程也将继续沿着这个历史的轨迹前进。

岩土工程研究的主要对象是岩体和土体。岩体在其形成和存在的整个地质历史过程中,经受了各种复杂的地质作用,因而有着复杂的结构和地应力场环境。而不同地区的不同类型岩体,由于经历的地质作用过程不同,其工程性质往往具有很大的差别。岩石出露地表后,经过风化作用而形成土,它们或留存在原地,或经过风、水及冰川的剥蚀和搬运作用在异地沉积形成各种土层,如:残积土、黄土、砂土、坡积土、洪积土、冲积土、湖相沉积土、海相沉积土、冰川沉积土等。除了由岩石风化形成土外,植物分解也形成土。在各地质时期各地区的风化环境、搬运和沉积的动力学条件均存在差异性,因此各地土体不仅工程性质复杂而且其性质的区域性和个性很强。岩土是自然、历史的产物,这决定了它的工程性质与其他工程材料如钢材、塑料、混凝土等有很大的差异。

岩体是由不同规模、不同形态、不同成因、不同方向和不同序次的结构面以及被结构面围限而成的结构体共同组成的综合体,岩体在几何上和工程性质上都具有不连续性。由于发育在岩体中的各种结构面均具有明显的方向性,受结构面的影响,岩体的工程性质呈现显著的各向异性。由于岩体工程性质的不连续性、各向异性以及岩体组成物质的非均质,加之结构面在岩体不同部位发育程度和分布规律的差异,岩体工程性质常表现为非均一性。除不连续性、各向异性和非均一性外,由于地壳运动以及岩体结构面的复杂性,岩体中初始应力场区域性、个性很强,很难预测和准确测定。

岩石经过风化、搬运、沉积作用形成土的过程包括物理的、化学的和生物的作用。各地各类不仅其组成成份,而且其结构构造存在很大差异,即使在同一场地,同一类土,沿深度、沿水平方向均存在差异。地基土的性质具有很大的不确定性。土是三相体或二相体(饱和土体和干土),土中三相有时是很难区分的。以饱和粘土土中水为例,自由水、弱结合水、强结合水、结晶水之间很难明确分界,而且随着条件的变化相互之间可能产生转化。非饱和土更为复杂,如在荷载作用下,气相可压缩、逸出,且可溶于液相之中。通常认为土体具有弹性、粘性和塑性,但将土的'弹性'性状、'粘性'性状和'塑性'性状与理想弹性、理想粘性和理想塑性比较会发现两者之间存在很大的区别。土的沉积历史和环境影响决定了它的结构性,土的结构性对强度特性和变形特征有重要影响。

岩石和土的强度特性、变形特性和渗透特性通过试验测定。试验包括室内试验和原位试

验。在室内试验中,原状试样的代表性、取样过程中对试样不可避免的扰动以及现状土中初始应力的释放,室内试验边界条件与地基中土样所处实际情况不同等客观原因所带来的误差,使室内试验结果与地基中岩土实际性状发生差异,而且这种差异难以定量计算。在原位试验中,现场测点的代表性、埋设测试元件时对岩土体的扰动,以及测试方法的可靠性等所带来的误差也难以估计。

岩土材料及其试验的上述特性决定了岩土工程学科的特殊性。岩土工程是一门应用科学。在岩土工程分析时不仅需要运用理论知识,而且需要应用工程师的经验。总结、分析工程实录对岩土工程师特别重要,包括成功的经验、失败的教训。在求解岩土工程问题时往往需要综合理论分析、室内外测试结果和工程师判断才能获得满意的结果。在展望岩土工程发展态势时,一定要重视岩土工程学科的特殊性以及岩土工程问题分析方法的特点。

土木工程建设中出现的岩土工程问题促进了岩土工程学科的发展。从国内外岩土工程发展史可以清楚看到这一点。在土木工程建设中最早遇到的是土体稳定问题,土力学理论上最早贡献是 1773 年库伦建立了库伦定律。随后发展了 Rankine(1857)理论和 Fellenius(1926)圆弧滑动分析理论。为了分析软粘土地基在荷载作用下沉降随时间发展的过程,Terzaghi(1925)发展了一维固结理论。虽然 Rziha 早在 1874 年就开始研究隧道围岩的水平应力,普罗托奇雅阔诺夫于 1926 年提出了自然平衡拱理论,Fenner 在 1938 发表了计算隧洞围岩松动压力的芬纳方程,但岩体力学形成一门独立的学科,却始于本世纪 50 年代大规模的高坝建设,1959 年法国马尔帕塞坝的溃坝以及 1963 年意大利瓦依昂大坝的失事加快了岩体力学的发展。回顾我国近 50 年以来岩土工程领域的发展,它是紧紧围绕我国土木工程建设中出现的岩土工程问题而发展的。在改革开放以前,岩土工程工作者较多的注意力集中在水利和矿井工程建设中的岩土工程问题,遇到较多的问题是岩土体稳定和渗流问题。改革开放后,随着高层建筑、城市地下空间利用和高速公路的发展,岩土工程者的注意力较多的集中在建筑工程和交通工程建设中的岩土工程问题。除稳定和渗流问题外,在工程建设中如何控制岩土体的变形愈来愈重要。土木工程功能化、城市立体化、交通高速化,以及改善综合居往环境成为现代土木工程建设的特点。人口的增长加速了城市发展,城市化的发展促进了大城市在数量和规模上的急剧增加。人们将不断拓展新的生存空间,建造摩天大楼,开发地下空间,向海洋拓宽,修建跨海大桥,海底隧道和人工岛,改造沙漠,修建高速公路和高速铁路等。展望岩土工程的发展态势,不能脱离对我国现代化土木工程建设发展趋势的分析。

一个学科的发展还受科技水平及相关学科发展的影响,二次大战后特别是在 20 世纪 60 年代以来,世界科技发展很快。电子技术和计算机技术的发展,计算分析能力和测试能力的提高,使岩土工程计算机分析能力和室内测试技术得到提高和进步,从而大大促进了岩土工程总体水平的提高。科学技术进步还促使岩土工程新材料和新技术的产生。如近年来土工合成材料的迅速发展被称为岩土工程的一次革命。现代科学发展的一个特点是学科间相互渗透,产生学科交叉并不断出现新的学科,这种发展态势也影响岩土工程的发展。

岩土工程是 20 世纪 60 年代末至 70 年代初,将土力学及基础工程、工程地质学、岩体力学三者逐渐结合为一体并应用于土木工程实际而形成的新学科。谢定义(2000)在岩土工程与岩土工程学一文中建议尽快建立岩土工程学基本框架,并认为岩土工程学应该包括两部分:一部分主要以工作内容为线索,研究岩土工程勘察,岩土工程设计,岩土工程施工,岩土工程检测以及岩土工程管理诸方面带有共性的规律性和有关要求和方法,可以称为总论;另一部分主要以工程类型为线索,研究岩土地基工程,岩土边坡工程,岩土洞室工程,岩土支护工程和岩土环境

工程诸方面的勘察、设计、施工、检测和管理上带有个性的规律性和有关要求和方法，可以称为分论。这两部分的结合构成了岩土工程学严密的学科体系。文中还提出岩土工程学应以总体思路和方法为主，不宜纠缠力学计算和数学推证或具体方法和设备细节，21 世纪岩土工程的发展将围绕现代土木工程建设中出现的岩土问题并将融入其他学科取得的新成果。岩土工程涉及土木工程建设中岩石与土的利用、整治或改造，其基本问题是岩体或土体的稳定、变形和渗流问题。本章从下述 16 个方面展望 21 世纪岩土工程的发展态势。

一、区域性土分布和特性

经典土力学是建立在无结构强度理想的粘性土和无粘性土基础上的。但由于形成条件、形成年代、组成成分、应力历史不同，土的工程性质具有明显的区域性。周镜(1999)在黄文熙讲座中详细分析了我国长江中下游两岸广泛分布的、矿物成分以云母和其他深色重矿物的风化碎片为主的片状砂的工程特性，比较了与福建石英质砂在变形特性、动静强度特性、抗液化性能方面的差异，指出片状砂有某些特殊工程性质。然而人们以往对砂的工程性质的了解，主要根据对石英质砂的大量室内外试验结果。周镜院士指出："众所周知，目前我国评价饱和砂液化势的原位测试方法，即标准贯入法和静力触探法，主要是依据石英质砂地层中的经验，特别是唐山地震中的经验。有的规程中用饱和砂的相对密度来评价它的液化势。显然这些准则都不宜简单地用于长江中下游的片状砂地层。"我国长江中下游两岸广泛分布的片状砂地层具有某些特殊工程性质，与标准石英砂的差异说明其具有明显的区域性，这一现象具有一定的普遍性。国内外岩土工程师们发现许多地区的饱和粘土的工程性质都有其不同的特性，如伦敦粘土、波士顿蓝粘土、曼谷粘土、OSLO 粘土、Lela 粘土、上海粘土、杭州粘土、福州粘土、湛江粘土等，这些粘土虽有共性，但其个性对地基性状影响更为重要。

我国地域辽阔、岩土类别多、分布广。以土为例，软粘土、黄土、膨胀土、盐渍土、红粘土、有机质土等都有较大范围的分布。如我国软粘土广泛分布在天津、连云港、上海、杭州、宁波、温州、福州、湛江、广州、深圳、以及南京、武汉、昆明等地。人们已经发现上海粘土、湛江粘土和昆明粘土的工程性质存在较大差异。以往人们对岩土材料的共性、或者对某类土的共性比较重视，而对其个性深入系统的研究较少。对各类各地区域性土的工程性质，开展深入系统研究是工程建设的需要，探明各地区域性土的分布也有许多工作要做。岩土工程师应该明确，只有掌握了所在地区土的工程特性才能提高岩土工程分析的水平，取得较好的社会经济效益，更好地为经济建设服务。

不少专家呼吁，制订岩土工程地方规范、规程可更有效地指导工程实践，而系统深入研究区域性土的分布和工程特性是制定地方规范、规程的基础。

二、本构模型

在经典土力学中，沉降计算是将土体视为弹性体，采用布西奈斯克解求地基中荷载引起的附加应力，而稳定分析则将土体视为刚塑性体，采用极限平衡法分析。采用比较符合实际土体的应力—应变—强度(有时还包括时间)关系的本构模型，可以将变形计算和稳定分析结合起来。自 Roscoe 与他的学生(1958～1963)创建剑桥模型至今，各国学者已发展了数百个本构模型，但得到工程界普遍认可的极少，或者说尚没有。岩体的应力—应变关系则更为复杂。看来，企图建立能反映各类岩土的适用于各类岩土工程的理想本构模型是困难的，或者说是不可能的。因为实际工程土的应力—应变关系是很复杂的，具有非线性、弹性、塑性、粘性、剪胀性、

各向异性等,同时应力路径、强度发挥度,以及岩土的状态、组成、结构、温度等均对其有影响。开展岩土的本构模型研究可以从下述两个方向努力:一是努力建立用于解决实际工程问题的实用模型;二是为了建立能进一步反映某些岩土体应力应变特性的理论模型。理论模型包括各类弹性模型、弹塑性模型、粘弹性模型、粘弹塑性模型、内时模型和损伤模型,以及结构性模型等。它们应能较好反映岩土的某种或几种变形特性,是建立工程实用模型的基础。工程实用模型应是为某地区岩土、某类岩土工程问题建立的本构模型,它应能反映这种情况下岩土体的主要性状。工程实用模型要求概念清楚、简单、实用、参数容易测定或选用,易于被工程师接受,用它进行工程计算分析,应可以获得工程建设所需精度的分析结果。例如建立适用于基坑工程分析的上海粘土实用本构模型、适用于沉降分析的上海粘土实用本构模型等等。研究与建立多种工程实用模型可能是本构模型研究的方向。

在以往本构模型研究中不少学者只重视本构方程的建立,而不重视模型参数测定和选用研究,也不重视本构模型的验证工作。在以后的研究中特别要重视模型参数测定和选用,重视本构模型验证以及推广应用研究,只有这样,才能更好为工程建设服务。

三、不同介质间相互作用及结构与地基共同作用分析

对岩土工程来说,不同介质间相互作用及共同作用分析研究可以分为三个层次:

1. 岩土材料微观层次的相互作用;
2. 土与复合土或土与加筋体之间的相互作用;
3. 地基与建(构)筑物之间相互作用。

土体由固、液、气三相组成。其中固相是以颗料形式的散体状态存在。固、液、气三相的相互作用对土的工程性质有很大影响。李广信(1998)认为:“土的本构关系有许多突出的特点:应力应变关系的非线性、弹塑性、剪胀(缩)性、压密性、蠕变性、各向异性、受应力水平、应力状态、应力路径和应力历史的影响,表现出极其复杂的关系。这些性质从根本上讲都与土颗粒相互作用有关。”他认为从这种颗粒间的微观作用入手研究土的本构关系是非常有意义的。通过土中固、液、气相相互作用研究将促进非饱和土力学理论的发展,有助于进一步了解各类非饱和土的工程性质。

与土体相比,岩体的结构更有其特殊性。岩体是由不同规模、不同形态、不同成因、不同方向和不同序次的结构面围限而成的结构体共同组成的综合体,岩体在工程性质上具有不连续性。岩体工程性质还具有各向异性和非均一性。结合岩体断裂力学和其他新理论、新方法的研究进展,开展影响工程岩体稳定性的结构面几何学效应和力学效应研究也是非常有意义的。

当天然地基不能满足建(构)筑物对地基要求时,需要对天然地基进行处理,形成人工地基。在地基处理过程中往往通过置换、加筋、灌入固化物等措施,在天然地基中形成复合土,如水泥土、灰土、碎石桩等,或在地基中加筋,如设置土工合成材料、树根桩、锚杆等。研究土与复合土或土与加筋体之间的相互作用,对了解经过地基处理形成的人工地基承载力和变形特性是非常有意义的。特别是土工合成材料,在岩土工程中应用愈来愈广。研究各类土工合成材料与岩土材料的相互作用有非常重要的现实意义。在土与复合土或土与加筋体之间的相互作用分析中人们将重视不同材料界面间相互作用的模拟,或者说界面本构模型的研究,以及合理有效的计算方法的研究。

地基与建(构)筑物相互作用与共同分析已引起人们重视并取得一些成果,但将共同作用分析普遍应用于工程设计,其差距还很大。大部分的工程设计中,地基与建筑物还是分开设计

计算的。进一步开展地基与建(构)筑物共同作用分析有助于对真实工程性状的深入认识,提高工程设计水平。现代计算技术和计算机的发展为地基与建(构)筑物同作用分析提供了良好的条件。目前迫切需要解决各类工程材料以及相互间界面的合理实用本构模型,特别是界面间相互作用的合理模拟。随着工程实用模型的发展,特别是界面本构模型的发展,地基、基础、上部结构共同作用分析将提高到一个新的水平。在设计计算中,地基、基础和上部结构将视为一个整体进行分析、计算,各种设计软件将应运而生,优化设计在工程设计的应用将发展到一个新水平。

四、岩土工程测试技术

岩土工程测试技术不仅在岩土工程建设实践中十分重要,而且在岩土工程理论的形成和发展过程中也起着决定性作用。理论分析、室内外测试和工程实践是岩土工程分析三个重要的方面。岩土工程中的许多理论是建立在试验基础上的,如 Terzaghi 的有效应力原理是建立在压缩试验中孔隙水压力测试基础上的,Darcy 定律是建立在渗透试验基础上的,剑桥模型是建立在正常固结粘土和微超固结粘土压缩试验和等向三轴压缩试验基础上的。测试技术也是保证岩土工程设计的合理性和保证施工质量的重要手段。加强岩土工程测试技术研究是非常重要的。

岩土工程测试技术一般分为室内试验技术、原位试验技术和现场监测技术等几个方面。当今世界科学技术发展日新月异,岩土工程测试技术应当顺应这一时代的大潮流,要预测未来一个世纪的岩土工程测试技术的发展是非常困难的。仅就目前的趋势而言,21 世纪岩土工程测试技术的发展可能会呈现出下列几个特点:

1. 传统的岩土工程测试技术中的难点将会成为研究的热点。在原位测试方面,地基中的位移场、应力场测试,地下结构表面的土压力测试,地基土的强度特性及变形特性测试等方面将会成为研究的重点,随着总体测试技术的进步,在这些传统的难点上将会取得突破性进展。室内试验方面,将在模拟现场原位土样的边界条件、应力和应变路径等方面取得更大地进展,使得室内测试的结果更加接近现场岩土体的有关特性。

2. 虚拟测试技术将会在岩土工程测试技术得到较广泛的应用。所谓虚拟测试技术就是利用电子计算机构成测试系统,通过软件来控制测试过程的数据采集和数据分析处理等工作。此外,自动控制技术也将会被更多的应用于岩土工程测试,以实现对测试过程的实时控制。人们对具体测试工作的参与将会逐步地被自动化的测试仪器和设备所替代。

3. 其他学科科学技术发展的新成果,新的测试手段将会被更加广泛地引人到岩土工程测试技术中来,及时有效地利用其他学科科学技术的发展成果,将对推动岩土工程领域的测试技术发展起到越来越重要的作用,如电子计算机技术、电子测量技术、光学测试技术、航测技术、电、磁场测试技术、声波测试技术、遥感测试技术等方面的进展都有可能在岩土工程测试方面找到应用的结合点。

4. 岩土工程测试将与理论分析手段更加紧密地结合在一起。岩土工程测试往往是侧重于总体上揭示岩土体的某些特性,理论分析更注重于在内部机理上研究岩土体的力学或物理学特性。理论分析可以为测试技术提供方向性的指导,两者更加紧密地结合,必将对岩土工程理论研究与测试技术发展起到互相促进的作用。

5. 测试结果的可靠性及可重复性方面将会得到很大的提高。由于整体科技水平的提高,测试模式的改进及测试仪器精度的改善,最终将导致岩土工程方面测试结果在可信度方面的

大大改进。

五、岩土工程问题计算机分析

虽然岩土工程计算机分析在大多数情况下只能给出定性分析结果,但岩土工程计算机分析是工程师进行工程分析的重要手段,对工程师决策是非常有意义的。开展岩土工程问题计算机分析研究是一个重要的研究方向。岩土工程问题计算机分析范围和领域很广,随着数值分析技术、计算机技术和网格技术的发展,岩土工程计算机分析领域将不断扩大。除前面已经谈到的本构模型和不同介质间相互作用和结构与地基共同作用分析外,还包括各种数值计算方法,土坡稳定分析,极限分析数值方法和概率数值方法,专家系统、AutoCAD 技术和计算机仿真技术在岩土工程中应用,以及岩土工程反分析等方面。岩土工程计算机分析还包括动力分析,特别是抗震分析。岩土工程计算机数值分析方法除常用的有限元法和有限差分法外,离散单元法(DEM)、拉格朗日元法(FLAC),不连续变形分析方法(DDA),流形元法(MEM)和半解析元法(SAEM)等也在岩土工程分析中得到应用和发展。人们将愈来愈重视岩土工程计算机分析软件的开发、推广和应用。

反分析法近些年发展很快。无论在反分析方法还是反分析法的应用方面的研究近年都得到发展。反分析法可以分为三类:逆分析法、直接分析法和概率统计法。应用较多的是直接分析法,它是将数值分析方法和数学规划法结合起来,通过修正参数或模型及参数,使得一些现场实测值与相应的数值分析的计算值的差异达到最小。人们将反分析法用于参数的反演分析、模型的反演分析以及信息化施工分析。

根据原位测试和现场监测得到岩土工程施工过程中的各种信息进行反分析,根据反分析结果及时修改设计,指导施工。这种边测试、边分析、边设计、边施工的信息化施工方法被认为是合理的施工方法,是岩土工程施工的发展方向。

六、按沉降控制设计理论

建(构)筑物地基一般要同时满足承载力的要求和小于某一沉降量(包括小于某一沉降差)的要求。有时承载力满足要求后,沉降是否满足要求基本上可以不验算。这里有两种情况:一种是承载力满足后,沉降肯定很小,可以不进行验算,例如端承桩桩基础;另一种是对工后沉降量没有严格要求,例如一般路堤地基和砂石料等松散原料堆场地基等。也有沉降量满足要求后,承载力肯定满足要求而可以不进行验算,在这种情况下可只按沉降量控制设计。

在深厚软粘土地基上建造建筑物,沉降量和差异沉降量的控制往往是地基基础设计的关键。软土地基地区建筑地基工程事故大部分是由沉降量或沉降差过大造成的,特别是不均匀沉降对建筑物的危害最大。深厚软粘土地基建筑物的沉降量与工程投资密切相关,减小沉降量需要增加投资,因此合理控制沉降量非常重要。不是工后沉降愈小愈好,而是在确保安全、满足使用功能基础上控制合理的工后沉降量,按沉降控制设计既可保证建筑物安全又可节省工程投资。

不能错误地认为按沉降控制设计可以不管地基承载力是否满足要求。在任何情况下都要满足承载力要求,按沉降控制设计理论本身也包含对承载力是否满足要求进行验算。

按沉降控制设计对设计者提出了更高要求。以软土地基沉降计算为例,按变形机理将沉降分为瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降三部分,并应用相应的理论计算。但人们最关心的是工后沉降,而且是竣工后某一段时间内的工后沉降。按沉降控制设计中所指的沉降控制量就

是竣工后一段时间内的工后沉降量,因此重视发展工后沉降计算理论和方法特别重要,今后要努力发展工后沉降计算理论,提高工后沉降计算和预估能力。

按沉降控制设计理论主要应用于深厚软土地基上浅基础、复合地基和摩擦桩桩基的设计。在发展按沉降控制设计理论的同时,也要重视上部结构对沉降和不均匀沉降发展的控制和适应能力的研究。

七、桩基础

桩基础是土木工程中常用的一种基础形式,在建筑、桥梁、港口等工程中得到广泛应用。桩基础的材料、型式、施工工艺以及计算理论都在不断发展。

从国内外的发展趋势看,桩的直径正朝大直径巨型桩和小直径微型桩两个方向发展。前者用于高层超高层建筑物桩基、采用一柱一桩形式大大节省了承台混凝土且受力明确;后者则多用于地基的浅层处理,形成复合地基或用于既有建筑物的托换加固。

随着高层超高层建筑以及桥梁工程的发展,长桩、超长桩不断得到应用。关于超长桩的施工工艺、工作性状以及设计计算理论的研究,都应给予重视。

国内外一直都很重视桩基施工机械、施工工艺的研究,无论是挤土桩、半挤土桩,还是挤土桩近年来施工机械和施工工艺都有很大发展。静压空心桩近年在软土地基地区应用得到发展,但其挤土效应对周围建(构)筑物影响造成工程事故常有报道。钻孔灌注桩在工程中得到广泛应用,但施工质量不能满足设计要求工程实例也不少。总之要继续重视各类桩基础的施工设备和施工工艺的改进和完善。对钻孔灌注桩采用后压浆技术不仅可提高桩的承载力,减小桩的沉降,而且可改善桩的传递机理,改善其受力性状。

对摩擦桩基础如何利用桩间土的承载能力,考虑桩土共同承担荷载,考虑桩土共同作用分析,也是桩基础理论和实践发展的方向之一。如何保证桩土共同承载荷载,如何分析其共同作用都应给予进一步研究。

对端承桩应加强持力层承载能力的研究,对嵌岩桩如何合理确定岩基岩体强度以及如何确定合理的嵌岩深度等,都应进行研究。

桩侧土体沉降引起的负摩擦力的测定、估算以及作用有负摩擦力的桩基设计理论研究,有待进一步加强。

桩基础质量检测,包括桩身完整性检测和桩基的承载力测定,都值得进一步开展研究。

八、地基处理技术

近 20 年来,我国地基处理技术得到很大发展,主要表现在各种地基处理方法得到应用和普及,涌现了许多从事地基处理施工的专业化队伍。现在展望地基处理技术的发展,笔者认为应重视普及基础上的进一步提高。发展地基处理技术,应在提高上做文章。地基处理技术发展应重视下述几个方面:

1. 研制和引进地基处理新机械,提高各种工法的施工能力。在土木工程建设中,人们已经发现在施工机械能力上我们与国外差距较大。在地基处理领域情况也是如此,近几年虽有不小改进,但差距还是很大。在深层搅拌法,高压喷射注浆法,振冲法等工法的施工机械能力上都有较大差距。随着综合国力提高,地基处理施工机械将会有较大的发展。不仅要重视引进国外先进施工机械,而且要重视研制国产先进施工机械。只有各种工法的施工机械能力有较大提高,地基处理水平才能有较大的提高。

2．发展地基处理理论。地基处理实践的发展势必促进地基处理理论的进步，理论的进步又将指导地基处理实践的进一步发展。

理论方面的发展可以分为两类：一类是各种工法加固地基的机理以及设计计算理论，如排水固结法的非理想井理论、强夯法的有效加固深度及影响范围分析等；另一类是一般理论，如各类复合地基承载力和沉降计算理论，优化设计理论，按沉降控制设计理论等等。

3．发展地基处理新技术和新方法。随着地基处理理论和地基处理新材料、新机械和新工艺的发展，一定会产生地基处理新方法。例如由三维土工网格加植被加固边坡是近年发展的新方法。发展地基处理新方法也是工程建设的需要，可以相信肯定会有一些新的地基处理方法在工程建设中得到应用。

发展地基处理新技术还包括发展地基处理新材料，如深层搅拌法特种水泥和排水固结法的新型塑料排水带等。

4．提高地基处理技术综合应用水平。近几年，多种地基处理技术的综合应用得到重视和发展，如在澳门国际机场人工岛建设中综合应用了换填法。排水固结法，振冲密实法、表层压密法等多种地基处理方法，取得了很好的经济效益和社会效益。多种地基处理技术的综合应用是很重要的方向，随着人们地基处理技术应用水平的提高，以后在综合应用方面肯定会有较大发展。

5．发展地基处理测试技术。地基处理测试技术包括各种地基处理工法本身的质量检验，以及地基处理效果的评价。发展测试技术，也有助于实现信息化施工。发展地基处理原位测试，现场试验，以及监测技术对提高地基处理技术水平有非常重要的意义，应予以重视。

九、复合地基

随着地基处理技术的发展，复合地基技术得到愈来愈多的应用。复合地基是指天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强或被置换，或在天然地基中设置加筋材料，加固区是由基体(天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。复合地基中增强体和机体是共同直接承担荷载的。根据增强体的方向，可分为竖向增强体复合地基和水平向增强体复合地基两大类。根据荷载传递机理的不同，竖向增强体复合地基又可分为三种：散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基。

复合地基、浅基础和桩基础是土木工程中最常见的三种地基基础形式。浅基础、复合地基和桩基础相互之间也没有严格的界限，例如：复合桩基可以认为是考虑桩土共同作用的桩基础，同时也认为是一种刚性桩复合地基；桩土应力比接近1.0的土桩复合地基实际上也是一种浅基础。浅基础和桩基础的承载力和沉降计算有比较成熟的理论和工程实践的积累，而复合地基承载力和沉降计算理论尚不成熟，有待进一步发展。

近十几年来，我国复合地基应用发展很快，各种类型的复合地基在道路工程，堆场、机场、多层建筑、市政工程以及高层建筑中得到广泛应用。常用的复合地基类型有碎石桩复合地基，水泥土桩复合地基，灰土桩复合地基，低强度桩复合地基，钢筋混凝土桩复合地基等。每类复合地基因制桩工艺、增强体材料不同而具有不同的性状，如设置碎石桩的施工工艺有振冲法、沉管法、强夯置换法、柱锤冲孔法、孔内夯扩法等等，低强度桩复合地基有水泥粉灰碎石桩复合地基、二灰混凝土桩复合地基和低标号混凝土桩复合地基等。长短桩复合地基近年来得到推广应用。由于复合地基能较好发挥天然地基和增强体材料的承载潜能，因此具有较好的经济效益和社会效益，在土木工程建设中得到愈来愈多的应用。但目前复合地基理论远落后于复

合地基实践,应加强各类复合地基理论的研究,如各类复合地基在荷载作用下的荷载传递机理,地基中应力场和位移场特性,各类复合地基承载力和沉降计算,特别是沉降计算理论;复合地基优化设计;复合地基的抗震性状;复合地基可靠度分析等,另外各种复合土体的性状也有待进一步认识。

加强复合地基理论研究的同时,还要加强复合地基测试技术的研究和复合地基新技术的开发。

十、深基坑工程

随着高层建筑的发展和城市地下空间的开发利用,深基坑工程日益增多。基坑工程围护体系稳定和变形及其对周围环境影响是重要的研究领域。

深基坑工程围护体系包括两部分:挡土体系和止水降水体系。基坑围护结构一般承受土压力和水压力,起到挡土和挡水的作用。一般情况下围护结构和止水帷幕共同形成止水体系。但尚有两种情况:一种是止水帷幕自成止水体系,另一种是围护结构本身也起止水帷幕的作用。

基坑工程围护体系稳定和变形研究包括:土压力计算、围护体系的合理型式及适用范围、围护结构的设计及优化、基坑工程的"时空效应"、围护结构的变形,以及基坑开挖对周围环境的影响等。基坑工程涉及土体稳定、变形和渗流三个基本问题,并要考虑土与结构的共同作用,是一个综合性课题,也是一个系统工程。

基坑工程区域性、个性很强,有的基坑工程土压力引起围护结构的稳定性是主要矛盾,有的土中渗流引起流土破坏是主要矛盾,有的控制基坑周围地面变形量是主要矛盾。目前土压力理论还很不完善,静止土压力按经验确定或按半经验公式计算,主动土压力和被动土压力按库伦(1770)土压力理论或朗肯(1857)土压力理论计算,这些都出现在 Terzahai 有效应力原理问世之前。在考虑地下水对土压力的影响时,是采用水土压力分算,还是采用水土压力合算较为符合实际情况,在学术界和工程界认识还不一致。

作用在围护结构上的土压力与挡土结构的位移有关。基坑围护结构承受的土压力一般是介于主动土压力和静止土压力之间或介于被动土压力和静止土压力之间。另外,土具有蠕变性,作用在围护结构上的土压力还与作用时间有关。

十一、环境岩土工程

环境岩土工程是岩土工程与环境科学密切结合的一门新学科。它主要应用岩土工程的观点、技术和方法为治理和保护环境服务。人类生产活动和工程活动造成许多环境公害,如采矿造成采空区坍塌,过量抽取地下水引起区域性地面沉降,工业垃圾、城市生活垃圾及其他废弃物,特别是有毒有害废弃物污染环境,基坑工程土方开挖和预制桩挤土效应对周围环境的影响等。另外,地震、洪水、风沙、泥石流、滑坡、地裂缝、隐伏岩溶引起地面塌陷等灾害对环境造成破坏。上述环境问题的治理与预防给岩土工程师提出许多新的研究课题。随着城市化、工业化发展进程加快,环境岩土工程研究将更加重要。环境岩土工程研究应从保持良好的生态环境和保持可持续发展的高度来认识,重视环境岩土工程研究。

在软土地基地区,施工扰动对周围环境的影响日益引起人们重视。基坑开挖、盾构的掘进、挤土桩施工等都对周围土体产生扰动,引起周围地面沉降或隆起,对周围建(构)筑物,特别是地下管线产生不良影响。如何预估施工扰动的影响程度,以及如何采取措施,减小其不良影

响是城市建设中急需要解决的问题。另外,已有建(构)筑物对地基变形的适应和抵御能力的研究也应引起重视。

城市地面沉降在我国软粘土地基地区十分普遍,近年加剧发展,应充分引起重视。

海平面变化引起的岩土工程问题也应引起重视。

地理信息系统(GIS)用于环境岩土工程险情预报也是值得研究的方向。

十二、周期荷载以及动力荷载作用下土的性状

在周期荷载或动力荷载作用下,岩土材料的强度和变形特性,与在静荷载作用下相比,有许多特殊的性状。动荷载类型不同,土体的强度和变形性状也不相同。在不同类型动荷载作用下,它们共同的特点是都要考虑力、荷速率、荷次数等的影响。近二三十年来,土在动力荷载(主要来自动力机器基础)作用下的剪切变形特性和土的动力性质(包括变形特性和动强度)的研究已得到广泛开展。随着高速公路、高速铁路以及海洋工程的发展,需要了解周期荷载以及动力荷载作用下地基土体的性状和对周围环境的影响与一般动力机器基础的动荷载有所不同。如在高速公路、高速铁路上高速行驶的汽车和火车,一方面交通荷载是运动的,同时自身又产生振动,地基土体的受力状况将更复杂;另一方面,交通荷载的周期较长,交通荷载自身振动频率也低,荷载产生的振动波的波长较长,波传播较远,影响范围较大,因此土体的强度、变形特性以及土体的蠕变特性需要进一步深入研究,以满足需要。

动力机器基础响应的分析方法有:(1)线弹性半空间理论,这种理论将地基看作弹性半无限体,机器基础在弹性半空间表面以 P 波、S 波和 R 波联合向地基传播;(2)以弹性半空间理论为基础的多层土的地基响应计算——传递矩阵法;(3)数值方法,以有限单元法为主,目前已解决了动力影响中的边界吸收问题,是一种较好的计算方法。高速公路、高速铁路以及海洋工程中的地基动力响应计算较为复杂,研究交通荷载作用下地基动力响应计算方法,从而可进一步研究交通荷载引起的荷载自身振动和周围环境的振动,对实际工程具有广泛的应用前景。

十三、岩土工程可靠度分析

60 年代以来,岩土工程的可靠性研究已成为许多国家迅速发展的一门学科,有些国家已经开始应用于工程设计。在我国,可靠性分析设计或称概率极限状态设计已在《建筑结构设计统一标准》中明确规定为建筑结构的设计原则,《工程结构设计统一标准》也规定对于各类工程结构要采用概率极限状态设计法。土木工程问题往往是结构工程与岩土工程的结合,前者已经运用可靠性分析方法来进行设计,后者如果继续在以后较长时间内沿用传统的定值设计方法,显然是不合适的。国内外很多专家、学者都在致力于岩土工程可靠度的研究。

在岩土工程中采用概率极限状态设计法的主要优点,是可以全面考虑影响可靠度诸因素的客观变异性,由此确定岩土工程的可靠度水平,与国际标准化组织(ISO)提出的结构可靠度总原则、国际结构安全度联合委员会(JCSS)提出的结构统一标准的国际体系以及我国国家标准《工程结构可靠度设计统一标准》等所采用的理论,原则是一致的。

为了方便使用,应该采用工程技术人员较易接受的以分项系数表达的极限状态设计表达式,作为实用的设计方法。它是以代表值和分项系数反映极限状态方程中各个基本变量(包括附加变量)的不定性和变异性,并与目标可靠度指标相联系的可靠度设计方法。这种分项系数实用设计法,与传统的定值单一安全系数和多项系数设计有本质上的不同,它是按照规定的可靠度水准优选分项系数,隐含了概率的含义。

1995 年实行的《建筑桩基技术规范》采用了概率极限状态的设计方法,即运用概率论和数理统计分析荷载、承载力的变异特性与规律,利用既有工程经验,在安全与经济之间寻求合理的平衡,用"校准法"确定目标可靠度,并用分项系数表达的极限状态设计表达式进行设计计算。1999 年实施的《港口工程地基规范》同样采用了这种设计方法。

当前应着重研究的问题是土性的概率统计模型,因为它始终是岩土工程可靠性研究的基础。岩土材料不同于人工材料,具有场的效应,具有自相关的特性。土性指标的自相关距离研究可谓是一项基础性的工作,针对不同地区、不同土层的自相关距离的研究并将其实用化是很有意义的。

可靠度分析是建立在现行计算理论基础上的,现行岩土工程分析模型大都是一定理论基础上的经验公式,模型的不确定性是不容忽视的。在广泛收集资料的基础上,对现行规范的计算公式的不确定性进行研究,对提高可靠度分析的精度,加速可靠度分析的实用是很有价值的。

目前在岩土工程中全面采用可靠度设计方法的时机尚不成熟,还需要进行大量的研究工作。当前应注意首先建立地方性的地基可靠度规范,根据地区资料,找出该地区的土性特征参数,积累使用经验,再逐步发展到全国性的地基可靠度规范,这将是一种现实的可行的途径。在这方面,天津和上海已经走在了前面。

岩土工程的可靠度与勘察、试验、施工、验收所得到的原始数据、施工质量及运行条件密切相关,因此在勘察、试验、施工、验收及运行等标准中,除体现各自的内容和特点外,还应与可靠度的原则和规定协调一致。

十四、土工合成材料的应用

土工合成材料是一种新型的岩土工程材料。它以人工合成的聚合物,如塑料、化纤、合成橡胶等为原料,制成各种类型的产品,置于地基土体内部、表面或各层土体之间,发挥加强或保护土体的作用。

土工合成材料一般可分为四大类,即土工织物、土工膜、特种土工合成材料、复合型土工合成材料。其中特种土工合成材料包括:土工格栅、土工网、土工垫、土工格室、土工模袋、土工泡沫塑料等。复合型土工合成材料是由上述各种材料复合面成,如复合土工膜、土工复合排水材料等。

通常认为土工合成材料具有六方面的功能:反滤作用、排水作用、隔离作用、加筋作用、防渗作用、防护作用。EPS 超轻质填料法还具有置换作用。

目前,土工合成材料加筋技术在水利、铁路、公路、港口和电力工程中已得到大量应用,主要用于加筋支挡结构、加筋陡坡、软土地基加筋等。根据加筋机理软土地基加筋可区分为:软土地基加筋堤(包括路堤、海塘、灰坝等)、软土地基上未铺砌道路加筋、软土地基加筋垫层、柔性路面加筋防护等。

土工合成材料的试验大多参照纺织工业的试验方法进行,如抗拉试验、握持试验、梯形撕裂试验、顶破试验、刺破试验及落锥穿透试验等。另外,由于土工合成材料的特殊性,在工程应用中对它的蠕变特性和耐久性进行了研究。

用于测定土工合成材料与土之间的界面特性所采用的试验方法一般有直剪试验和拉拔试验。目前,国内外的土工合成材料拉拔试验试验箱(盒)尺寸差别很大,国内拉拔设备一般都是用直剪仪改装的,拉拔盒平面尺寸一般在 15cm×15cm～30cm×30cm 之间。国外一般采用大

尺寸试验箱,试验箱尺寸达数米。据研究,小尺寸拉拔盒试验结果受边界条件影响很大,试验结果很不稳定,因此需要发展大尺寸拉拔箱试验研究。

一般在土工合成材料拉拔试验中,土样处于 K_0 状态,水平向的应力不能控制。我国目前所有的拉拔试验设备均属此类。麻省理工学院 1992 年开发的设备可以控制土样在平面应变状态下进行土工合成材料拉拔试验。

除了应力状态以外,竖向荷载施加方式、土工合成材料拔出这一侧面板的边界条件和埋入土样的土工合成材料试样长度控制等也可能对试验的结果产生相应的影响。

国内外在结合工程建设中,都开展了大量的现场实测试验研究。我国在 80 年代初开始采用土工织物加固软基,首次采用是在广州至茂名铁路路堤,后来铁道部又迅速推广至黄埔港专用线、东陇海线、衡广复线等铁路,最近又在国家重点工程南昆铁路中使用了大量的土工网。在公路系统中,杭甬高速及沪宁高速等都在部分路段使用了土工织物并作了大量测试工作。在围海工程中,秦山核电站海堤、深圳赤湾西防波堤、北仑电厂灰坝、过桥山围堤、青岛前湾港防波堤、胜利油田弧东海堤等工程中都使用了土工合成材料加筋技术。特别是铁道部第四勘测设计院结合工程分别在广茂线的腰古、基塘,黄埔港专用线,东陇海线的连云港做过四次现场试验,取得了一些宝贵的资料,可以预料土工合成材料在地基加固中应用会愈来愈多。

土工合成材料的应用将成为 21 世纪岩土工程的一个显著特征,它已被称为一次革命。

新型土工合成材料的发展,各种土工合成材料在岩土工程加固中的性状,设计计算理论和方法,现场测试方法等方面的研究在 21 世纪肯定更加活跃,将取得更大的发展。

十五、地下工程

目前,许多发达国家都把地下空间当作新型的国土资源,并在总体上称之为"地下产业"。近年来,城市地下空间利用日益成为众所关注的热点。我国地下工程的开发利用,过去比较局限于人防工程,地下铁道和地下商业区的建设刚刚开始。由于我国自然条件复杂,各个城市的地质条件差异极大,软土地区的隧道和岩石中的隧道掘进所遇到的岩土工程截然不同。

软土地区城市中地下工程的施工扰动和地下水对城市环境的影响是制约和控制设计和施工的重要因素,加强环境影响的监测和信息化施工可能是解决这一问题的主要途径。

在基岩中开挖隧道的岩土工程问题更为复杂,地应力和岩爆问题、涌水和突水问题、山体变形问题和地下有害气体的防治都是有待研究解决的课题。

由于基岩地区勘察的特别困难,对岩石的力学性质和地层的了解并不充分,因此在岩体中开挖时,反分析技术的应用、智能化识别和超前预报等都是重要的研究发展方向。

十六、特殊岩土工程问题

展望岩土工程的发展,还要重视特殊岩土工程问题的研究,如:

1. 库区水位上升引起周围山体边坡稳定问题;
2. 越江越海地下隧道中岩土工程问题;
3. 超高层建筑的超深基础工程问题;
4. 特大桥、跨海大桥超深基础工程问题;
5. 大规模地表和地下工程开挖引起岩土体卸荷变形破坏问题;
6. 沙漠化治理中的岩土工程问题。

岩土工程是一门应用学科,是为工程建设服务的。工程建设中提出的问题就是岩土工程

应该研究的课题。岩土工程学科发展方向与土木工程建设发展态势密切相关。世界土木工程建设的热点移向东亚,移向中国。中国地域辽阔,工程地质复杂。中国土木工程建设的规模、持续发展的时间、工程建设中遇到的岩土工程技术问题,都是其他国家不能相比的。这给我国岩土工程研究跻身世界一流并逐步取得领先地位创造了很好的条件。展望 21 世纪岩土工程的发展,挑战与机遇并存,让我们共同努力将中国岩土工程推向一个新水平。

参 考 文 献

[1] 卢肇钧. 关于土力学发展与展望的综合述评. 卢肇钧院士科技论文选集. 北京:中国建筑工业出版社,1995.

[2] 周镜. 岩土工程中的几个问题. 黄文熙讲座. 岩土工程学报., 21(1):2～8.

[3] 孙钧. 世纪之交岩土力学研究的若干进展. 见:岩土力学数值分析与解析方法. 广州:广东科技出版社,1999.

[4] 谢定义. 岩土工程与岩土工程学. 地基处理, 11(3) .

[5] 龚晓南. 21 世纪岩土工程发展展望. 岩土工程学报, 22(2):238～242.

[6] 李广信. 有关土的相互作用问题. 岩土工程学报,18 (6).

[7] 龚晓南主编. 土工问题计算机分析. 北京:中国建筑工业出版社, 2000.

名 词 索 引
Subject Index

术 语	英 译 名	
A		
阿什哈巴德铁路	Ashkhabad Railway	333
阿斯旺大坝	Assuan Dam	228
安徽梅山水库	Anhui Meishan Reservoir	109
安全度控制	Safety control	445
按沉降控制设计	Design method based on settlement control	457
昂船洲大桥	Angchuanzhou Bridge	47
B		
巴丹吉林沙漠	Badain Jaran Desert	333
摆喷	Swimg grounting	238
半解析元法	SAEM	457
北方交通大学学报	Journal of North Jiao Tong University	28
北京机场四机位机库	4 - craft Storehouse of Beijing Airport	35
北京高碑店污水处理厂一期工程	Beijing Gaobeidian Sewave Purification plant, Phase I	35
北京五塔寺	The Five-towers Temple in Beijing	5
北京四元立交桥	The Siyuan Overpass, Beijing	35
半固定沙漠	Semi - fixable desert	332
半坡村遗址	Banpo village Ruins	257
包兰铁路	Bao - Lan Railway	341
爆扩桩	Explosion - enlarged pile	304
爆炸挤淤法	Explosion displacement method	396
崩塌	Collapse	82
丙烯酸盐注浆	Acrylate grouting	113
饱和砂土液化	Liquefaction of saturated sand	74
比贯入阻力	Specific penetration resistance	64
比萨斜塔	Leaning Tower of Pisa	284;287
变刚度设计	Design method based variable stiffness	174
边坡排水	Drainage of slope	91

术语	英译名	
边坡治理	Slope treatment	89
薄壁取土器	Thin wall soil sampler	78
补偿基础	Compensated foundation	
补偿砂垫层	Compensated sand mat	317
不连续变形分析方法	DDA	457
不同介质间相互作用	Interaction between different media	455
C		
CCP 工法	Chemical Churning Pile Method	238
采场矿山压力规律	Stope mine pressure role	413
采场围岩控制	Stope surrounding rock control	413
采场综合机械化	Synthetic mechanization of stope	413
采动巷道围岩控制	Surrounding rock control of stoping access	411
采空区	Mined - out area	415
采矿工程	Mining engineering	410
采矿岩石力学	Rock mechanics of mining	410
草方格沙障固沙	Grass - grid for sand - fixation	344
场道工程	Runway Engineering	417
长江防洪工程	Yangtze River flood - control	11
长江口治理工程	Renovation Project of Yangtze River Estuary	358
长江流域	The Yangtze River valley	357
长江三峡工程	The Three Gorges Project in Yangtze River	105
长期预报	Long term forecast	95
长沙交通学院学报	Journal of Changsha Communication College	28
敞口厚壁取土器	Open end thick wall soil sampler	393
超长钻孔灌注桩	Over - depth bored pile	305
超固结性	Over - consolidation	315
超前地质预报	Advance geology forecast	408
超深基础工程	Super - deep foundation	463
超载预压	Over - pre - loading	226;425
沉管法	Driven casing method	407
沉管法碎石桩	Stone column with driven casing	234
沉管灌注桩	Driven cast - in - place pile	268
沉降控制复合桩基	Composite pile foundation based on settlement controll	175

术语	英译名	
沉降计算	Settlement calculation	153;172
沉降计算经验系数	Empirical factor for settlement calculation	155
沉井基础	Sunk shaft foundation; Open caisson foundation	389
沉箱基础	Caission foundation	389
沉桩拉应力	Tensile stress in piling	398
城市地面沉降	Urban ground subsidence	461
城市防洪及减灾	Urban flood-control and disaster reduction	356
城市工程水文地质	Hydrological-geology of urban works	70
城市环境灾害	Urban environmental disaster	355
城市建设	Urban construction	354
承重地下连续墙	Bearing diaphragm wall	174;186
充泥管袋技术	Tubular - soil - bag technique	360
冲击碾压	Impact compaction	422
重庆建筑大学学报	Journal of Chongqing Construction University	28
锤击碎石桩	Tamping stone column	234
D		
打桩挤土效应	Displacement effect of driving	363
大坝观测与土工测试	Dam Observation and Soil Testing	29
大连港大窑湾港区一期四泊位	Phase I, Anchorage No.4 of Dayao Bay of Dalian Port	35
大体积混凝土施工	Massive concrete pouring	227
大瑶山隧道	Dayaoshan Tunnel	45
大型扶壁	Large counterfort	398
大型砂槽模型试验	Large model test in sand trench	398
大直径灌注桩	Large diameter cast - in - situ pile	165;389;405
大直径扩底灌注桩	Large diameter cast - in - situ belled pile	166
大直径圆筒结构	Large diameter tubular structure	398
大直径预应力钢筋混凝土管桩	Large diameter pre stressed concrete tubular pile	397
大直径钻孔埋入预应力混凝土空心桩	Large diameter bored and buried prestressed concrete hpllow pile	268
大瑶山双线隧道	Dayiaoshang 2-route Tunnel	390
袋装砂井	Packing sand - drian	218;395;403;424

术语	英译名	
DMSWM 工法	DeepMixing by Spreadable Wing Method	241
丹麦地基规范(DS 415)	Denmark Foundations Design code	153
单管法(CCP 工法)	Singlar jet method (rf. CCP Method)	238
单桥探头	Single bridge probe cone	64
单相桩	Single - phase pile	328
单液硅化法	Single fluid silification	306
单桩侧向承载性状的试验	Lateral loading test of single pile	167
单桩承载力	Bearing capacity of single pile	161
单桩极限承载力	Ultimate bearing capacity of single pile	161
倒坡基础挡墙	Retaining wall with overhanging slope footing	318
低应变反射波法	Low strain reflection wave method	270
地基处理	Ground treatment; Soil improvement	10;28;197;458
地基基础设计理论	Theory of foundation design	10
地基基础专业	Foundation engineering speciality	13
地基极限承载力	Ultimate bearing capacity of subsoils	150
地基承载力	Bearing capacity of subsoils	150;445
地基承载力表	Tables of bearing capacity of subsoils	445
地基压力扩散角	Angle of pressure spreading in subsoils	207
地理信息系统	Geography information system	71
地裂缝	Ground fissures	361
地面沉降	Ground subsidence	360
地面塌陷	Ground collapse	360
地球物理勘探	Geophysical exploration	76
地下采空区	Underground minedout area	415
地下洞室计算分析	Calculation and analysis of underground opening	380
地下空间	Underground space	28
地下连续墙	Diaphragm wall	174;186;273;292
地下水电站	Underground hydro-power station	376
地下水信息系统	Information system of ground water	71
地震 CT	Seismic CT	78
地震震害调查	Investigation of seismic damage	74

术　　语	英　译　名	
地震液化判别	Identification earthquake - induced liquefaction	74;444
地震诱发高速黄土滑坡	High - speed loess slide inmduced earthquake	307
地震诱发滑坡	Earthquake induced slide	97
地质雷达技术	Geo - radar technique	88;408
地质与勘探	Geology & Exploration	28
定喷	Directed jet grouting	238
洞室群围岩稳定性监测	Monitoring on confining rock stability for group of carvern	141
洞庭湖	Dong Ting Lake	356
冻结法	Freezing process	187
冻结凿井法	Freezing sinking	414
冻土	Frozen soil	9;320
冻土残余冻附力	Residual adfreezing force of frozen soil	328
冻土长年观测站	Long term frozen soil observation station	322
冻土地区的桩基础	Pile foundation in frozen soil region	328
冻土地区工程建设	Construction works in frozen soil region	322
冻土滑坡	Frozen soil slide	330
冻土力学	Frozen soil mechanics	10
冻土热融沉降量	Thaw settlement of frozen soil	326
冻土学	Cryopedology	322
冻胀	Frost heave	325
冻胀量	Frost - heave capacity	325
冻胀率	Frost - heave ratio	325
冻胀预测	Frost - heave prediction	325
动态反演分析	Dynamic back analysis	137
短期预报	Short term forecast	95
堆载预压	Weight preloading	219
敦煌机场	Dunhuang Airport	428
盾构法施工	Shield driving method	362
多裂隙性	Multi - fissure	315
多道瞬态面波技术	Multichannel instantaneous surface wave technique	77
多路灌浆监测系统	Monitoring of multichannel grouting	114

术　　语	英　译　名	
多年冻土	Perennially frozen soil	320;386
E		
二重管法(JSG 工法)	Dual - jet method (JSG method)	235
二滩水电站	Er - tan Hydro - power Station	141;120;371
二滩双曲拱坝	Er - tan Hyperbolic Arch Dam	120
F		
筏板基础(筏形基础)	Raft foundation; Mat foundation	159
番禺洛溪大桥	Luoxi Bridge of Panyu	35
反复胀缩强度	Repeated swell - shrink strength	314
反复胀缩效应	Repeated swell - shrink effect	313
防洪标准	Flood - control standard	356
放射性废弃物	Radioactive waste	368
非饱和土的固结理论	Consolidation theory of unsaturated soils	299
非饱和土的水、气运动联合测定仪	Joint detector for water - air motion in unsaturated soils	300
非饱和土力学	Soil Mechanics for unsaturated soils	10;312
非饱和土三轴仪	Triaxial apparatus for unsaturated soils	66
非饱和土渗气仪	Air permeameter of un - saturated soils	300
非碱性水玻璃注浆	Non - alklline water glass grouting	113
非织造型土工织物	non - woven geotextile	244
废弃物的处理	Waste treatment	367
废弃物填埋场	Waste landfill	367
粉煤灰垫层	Flyash mat	209
粉煤灰填筑路堤	Embankment filled with flyash	402
粉体深层喷射搅拌法(DJM 法)	Deep mixing with powdered material	240;384;403
粉土	Silt	443
粉土液化判别	Silt liquefaction identi fication	75
分形理论	Fractional theory	86
分形块体力学	Fractional massive mechanics	86
峰值湿陷系数	Peak collapsibility factor	301
峰值湿陷压力	Peak collapsibility pressure	301
复合地基	Composite foundation	459
复合土工膜	Composite geomembrane	244
复合桩基	Composite pile Foundation	175

术　语	英 译 名	
扶壁式挡土墙	Counterfort retaining wall	401
G		
概率极限状态设计	Probabilistic limit state design	392;442
杆件系统有限元法	Finite element method of bar system	185
甘肃黄茨大滑坡	Huge landslide of Huangci, Gansu	85;382
干法振冲	Dry vibroflotation process	229
干渣垫层	Cinder mattress	208
干振碎石桩	Stone column by dry vibroflotation	230
港工技术与管理	Harbor Technology & Management	29
港口建设	Harbor construction	393
刚架桩	Bent pile	404
刚性桩复合地基	Composite foundation with rigid piles	459
钢板桩	Steel sheet pile	273
钢管桩	Steel tubular pile	268
钢管桩的承载力试验研究	Loading test of steel tubular pile	162
钢筋混凝土八角桩	Reinforced concrete octagonal pile	397
钢筋混凝土预制桩	pre - cast reinforced concrete pile	268
钢筋混凝土预制桩的试验研究	Testing of pre - cast reinforced concrete pile	161
高坝	High dam	370
高层建筑	Tall building	
高层建筑原型观测	Prototype observation of tall building	156;170
高灵敏度地震仪	High - sensitivity seismograph	399
高密度地震图象技术	High - density seismograph technique	78
高水速凝巷旁充填材料	High aquesous quick hardening filler for lane - side	411
高速公路	Expressway	399
高速公路地基处理试验	Ground treatment test for expressway	201
高填石地基	High fill rock ground	422
高填土地基	High fill ground	421
高尾矿坝	High tailings dam	311
高压喷射注浆法	High - pressure jet grouting	235
高压振动三轴仪	High - pressure vibration triaxial apparatus	66
高应变波动理论法	High - strain wave theory	270
隔离屏障法	Separated screen method	368

术语	英译名	
格尔木至拉萨输油管道	Petroleum pipeline from Grermu to Lasa	322
格形钢板桩	Cellular steel sheet pile	398
葛洲坝工程	Gezhouba project	118
葛洲坝工程二江泄水闸	Second River flood gate of Gezhouba Project	119
共同作用室内模型试验	Laboratory model test for interaction	172
共振压密法	Resonant compaction	204
共振柱仪	Resonant column apparatus	66
公路建设	Highway construction	399
公路工程地质图	Engineering - geology map of highway	400
工程地质学	Engineering - geology	10
工程地质学报	Journal of Engineering Geology	28
工程地质信息系统	Information system of engineering - geology	71
工程地质专业	Engineering - geology speciality	13
《工程结构可靠度设计统一标准》	Unified design standard for engineering structures	442
工程技术教育体制	System of engineering technology education	13
工程降水技术	Dewatering technique for construction works	276
工程勘察	Engineering Investigation	28;62
工程勘察与地基评价计算机专家系统	Expert system of Engineering investigation and foundation evaluation	72
工后沉降	Post - work settlement	404
工业建筑	Industry Construction	28
过度开采地下水	Excessive mining of groundwater	360
固定活塞薄壁取土器	Thin wall soil sampler with fixed piston	393
固定沙漠	Stable desert	332
观察法	Observation method	188
管柱基础	Drilled caisson foundation	389
管棚顶预注浆加固技术	Pregrouting technique for railing - top	407
关角隧道	Guanjiao Tunnel	44
广东国际大厦	Guangdong International Mansion	35

术　　语	英　译　名	
广州宾馆	Guangzhou Hotel	38
贵阳龙洞堡机场	Guiyang Longdongbao Airport	45
贵州江界河大桥	Jiangjiehe Bridge of Guizhou	35
贵阳龙洞堡机场大块石地基强夯	Dynamic consolidation of boulder foundation in Guiyang Longdong-bao Airport	216
贵州红粘土	Guizhou red clay	400
国际标准化组织	ISO	438;461
国际结构安全度联合委员会	JCSS	461
国际岩土工程标准	International geotechnical engineering standard	438
国内最高大坝	Highest dam in China	371
国外最高大坝	Highest dam abroad	370
H		
海岸灾害防治	Preventation against coast calamities	359
海平面变化	Fluctuation of sealevel	461
海水倒灌	Seawater backflow	359
海水入侵	Seawater invasion	359
海洋工程地质学	Marine engineering geology	10
海峡两岸土力学及基础工程(地工技术)学术研讨会	Symposium on Soil Mechanica and Foundation Engineering (Geotechnics) of Both Side of Taiwan Strait	21
夯坑基础	Tamped Pit foundation	304
夯实扩底钢筋混凝土灌注桩	Compacted and expanded cast - in - situ reinforced concrete pile	305
杭州湾跨海大桥	Bridge of Hangzhou Bay	47
河流泥沙沉积	Fluvial mud and sand deposit	358
河姆渡文化遗址	Hemudu Culture Ruins	256
河海大学学报	Journal of Hehai University	28
荷载传递	Transfer of load	165
沪宁高速公路江苏段	Shanghai - Nanjing Expressway, Jiangsu section	35
虎门大桥	Humen Bridge	44
化学固沙	Chemical stabilization of sand	345
化学加固	Chemical stabilization	306
滑坡	Landslide	82;307;381;404

术语	英译名	
滑坡动力学	Landslide dynamic	85
滑坡小时预报	Landslide forecast in hour	382
滑坡预测预报	Landslide prediction and forecast	381
后注浆技术	Post grouting	267
环境地质学	Environment geology	354
环境岩土工程学	Environmental geotechniqe	10;354;460
环梁内支撑体系	Internal bracing system for circlar cap beam	275
环氧树脂注浆	Epoxy resin grouting	113
换土垫层	Replacement mat	206
荒漠化	Desert - like	332;386
黄河小浪底工程	Huanghe Xiaolangdi Project	42
黄浦江	Huangpu River	358
黄土	Loess	385;296;425
黄土地基处理的计算机辅助优选设计系统	Computer - aid Optimization Design System for Loess Foundation Treatment	304
黄土洞室围岩压力	Confining pressure of opening in loess	308
黄土高原	Loess plateau	296
黄土滑坡漩涡	Loess landslide eddy	308
黄土湿陷特性	Collapsibility of loess	302
黄土显微结构	Microstructure of loess	302
灰土挤密桩	Lime soil compaction pile	303;426
活动断裂	Active fracture	76
J		
JACSMAN 工法	Jet and Churning System Management	241
挤密砂桩	Compaction sand pile	384
计算土力学	Numerical Computation Soil Mechanics	10
机场建设	Airport construction	417
季节性冻土地基	Seasonal frozen ground	320;429
基础底面浮力的量测	Measurement of buoyancy on the base of foundation	156
基础底面反力的量测	Measurement of ractive force on the base of foundation	156

术语	英译名	
基础钢筋应力的量测	Measurement of stress in reinforcement of foundation	156
基础工程施工技术发展新动向	Advances of construction technology of foundation engineering	289
基础工程学	Foundation engineering	10
基础施工技术	Foundation construction technology	10
基坑工程的信息化施工	Information construction method for excavation engineering	188
基坑工程施工的环境保护	Environmental protection of excavation works	278
基坑工程施工监测技术	Monitoring technique of excavation works	280
基坑工程学	Excavation Engineering	10
基坑开挖的回弹	Excavation rebound	157
基坑内外土体加固	Soil stabilization both inside and outside excavated area	275
基质吸力	Matric suction	314
加筋垫层	Reinforced mat	248
加筋土挡土墙	Reinforced earth retaining wall	387;401
架空通风基础	Framed ventilation foundation	327
建筑物地基事故调查	Investigations on foundation accident of buildings	154
建筑物下采矿的理论	Theory of mining under buildings	416
《建筑结构设计统一标准》	Unified design standard for building structures	442
建筑技术	Building Construction Technology	28
建筑科学	Building Construction Science	29
建筑技术开发	Building Construction Technology Development	28
建筑施工	Building Construction Practice	28
节理刚度法断裂损伤模型	Fracture model of joint stiffness	133
节理岩体三维反分析	3 - dimensional back analysis of rock mass with fracture	140
碱液加固法	Stabilization of soil by alkali solution	306
结构性模型	Structure model	455
京广中心	Jing - Guang Center	38
京沪高速公路	Beijing - Shanghai Expressway	46

术　　语	英　译　名	
京九铁路吉安定南段	Jian - Dingnan Section of Beijing - Jiulong Railway	35
京九铁路阜阳枢纽工程	Fuyang Hub Project of Beijing - Jiulong Railway	35
京津塘高速公路	Beijing - Tianjin - Tanggu Ex-pressway	35
静力触探预估地基承载力	CPT Prediction of subsoil bearing capacity	64
静力压桩	Static pressed piling	305
静扭剪三轴仪	Static torsional shear triaxial ap-paratus	66
井壁破裂防治技术	Protection of well shaft against rupture	415
纠偏技术	Rectification Technique	285
九江长江大桥	Jiujiang Bridge over the Yangze River	35;43
聚氨酯注浆	Polyurethane grouting	113
军都山隧道	Jundushang Tunnel	138
K		
Casagrande 碟式仪法	Casagrande 's dise method	444;447
开采沉陷和防护	Mining subsidence and protection	415
开采沉陷的预测理论	Theory of prediction of mining subsidence due to extraction	416
勘察科学技术	Investigation Science & Technol-ogy	28
勘察设计管理体制	System of investigation and design management	449
抗浮设防水位	Groundwater level for uplift - re-sistant	71
抗滑挡墙	Slide - resistance retaining wall	404
抗滑桩	Slide - resistant pile	90;93;382;404
抗剪强度试验标准	Test standard of shear strength	447
可靠性分析	Reliability analysis	87

术　　语	英　译　名	
可靠度设计	Reliability design	392;402;442;461
可伸缩锚杆	Flexible anchor	144
孔内强夯法	In - hole heavy tamping	304
孔隙水压力静力触探	Cone penetration test with measuring pore pressure	65
空腔位移	Cavity displacement	143
空心、实心方块	Hollow and solid block	398
矿山工程学	Mining engineering	410
矿山建设	Mining construction works	15
框架护坡	Frame revetment	93
扩散系数	Diffusion coefficient	206
L		
拉巴斯高水头电站	LABATHEIE high water - head power station	377
LDJCM 工法	Low Displacement Jet Column Method	241
拉格朗日元	FLAC	457
李家峡拱坝	Lijiaxia Arch Dam	272
李家峡水电站	Lijiaxia Power Station	110;138
李家峡水电站群锚试验	Anchor group test of Lijiaxia Power Station	110
离散元法	Discrete element method	87;457
离石黄土	Lishi loess	297
离心模型试验	Centrifugal model test	68;153;384;398;400
两墙合一	Dual - purpose Diaphragm	186;274
两相桩	2 - phase pile	328
临滑预报	Forecast ahead of sliding	95
流动沙漠	Movable desert	332
流形元法	MEM	457
刘家峡水电站	Liujiaxia Power Station	377
陇海铁路卧龙寺滑坡	Wolong Temple slide of Longhai Railway	381
龙羊峡近坝库岸稳定性	Stabilization of reservoir slope near the dam of Longyangxia	95

术语	英译名	
龙羊峡水电站高压水泥灌浆和化学灌浆	High pressure cement and chemical grouting for Longyangxia Power Station	115
路基顶面的回弹模量	Rebound modulus on surface of road bed	401
露天矿边坡稳定性	Slope stabilization of open mining	83
M		
马兰黄土	Malan loess	297
马尔帕塞薄拱坝因坝基失稳	Loss of stabilization of the Marpacell Thin Arch Dam due to its foundation	11
茅以升土力学及基础工程大奖	Mao Yishen 's soil Mechanics and Foundation Engineering Prize	34
锚定板档土墙	Anchored plate retaining wall	387
锚碇板桩	Anchored sheet pile	398
锚杆档土墙	Anchor rod retaining wall	387;401
锚杆挂网喷射混凝土防护	Retaining and protection by shotcrete with anchor rod and mesh	402
锚杆技术	Anchoring technique	275
锚杆式预应力锚索桩	Prestressed anchor stay pile	404
锚杆整治滑坡	Slide control with anchor - rod	404
锚杆支护	Anchor - rod retaining	412
锚索抗滑桩	Anchor - stay slide pvevention pile	90;382
美国材料协会土的统一分类法	Soils Unitfied Classification of ASTM	444
美国胡佛重力拱坝	Hoover Gravity Arch Dam of USA	116
模糊控制理论	Fuzzy control theory	189
木里定位观测站	Muli Layout Observatory	322
N		
NS 材料稳定砂路面结构	NS - Stabilized sand pavement structure	
南京长江大桥	Nanjing Bridge over the Yangze River	43
南疆铁路线天山越岭段	The over - mountain section of Tianshan, South Xinjiang Railway	322

术语	英译名	
南水北调西线工程	The west line projects for diverting water from South to North	322
内装环刀取砂器	Sand ring sampler	399
尼龙网栅栏阻沙	Nylon grid to block sand	344
泥石流	Debris flow	82;357;382;404
逆作法	Top - down construction method	186;274
粘弹性模型	Visco - elastic model	454
粘弹塑性模型	Visco - elastic - plastic model	454
O		
欧洲地基基础设计规范	EUROCODE 7 Geotechnics, Design	153
Osterberg 试桩法	Osterberg Loading Test Method for pile	269
P		
排架桩	Framed bent pile	90
排水板	Drainage wick	403
排水固结法	Drainage consolidation	218;383
旁压试验	Pressuremeter test	65
抛石挤淤法	Riprap displacement method	424
抛石振动挤淤法	Riprap vibration displacement method	424
喷锚防护	Protection with bolting and shotcrete	402
喷锚支护	Combined bolting and shotcrete	380;408
平湖报本塔	Pinghu Baoben Tower	259
膨胀力	Expansive force	313
膨胀土	Expansive soil	312;384;401;429
膨胀土边坡治理	Harnessing slope of expansive soil	316
膨胀土地区工程建设专家系统	Expert system of construction works in expansive soil area	72
濒海机场	Near shore airport	418
浦东国际机场	Pudong International Airport	201
普通工程地质学	General engineering geology	10

术　语	英　译　名	
Q		
浅层处理法	Shallow treatment	206
浅层高分辨反射波技术	High discriminative reflective wave technique for shallow depth	77
浅层工程地震勘探	Shallow engineering seismic exploration	399
浅基础	Shallow foundation	150
浅基础的定义	Definition of shallow foundation	255
嵌岩桩	Rock - socketed pile	165;458
钱塘江二桥的基础工程	Foundation of Qiantang Bridge No.2	35
钱塘江鱼鳞塘	Yuling embankment of Qiantang River	359
前苏联规范 СНиП II - Б.1 - 62	СНиП II - Б.1 - 62 of the former USSR	152;440
前苏联规范 НиТУ 127 - 55	НиТУ 127 - 55 of the former USSR	152;440
前苏联胡顿双曲拱坝	The Hooton Hyperbolic Dam of the former USSR	117
强夯法	Dynamic compaction	211;303;395;421;424
强夯抛石挤淤法	Dynamic compaction riprap dispiacement	424
强夯碎石桩	Dynamic compaction stone column	230
强夯置换法	Dynamic replacement method	212
强震区勘察	Strong earthquake area investigation	73
强制冷桩	Strong cryogenic pile	328
强制性标准	Mandatory standard	439
桥梁基础工程	Bridge foundation engineering	388
切层扫描(CT)技术	Sectional scanning technique (CT)	372
切向冻胀力	Tangential frozen - heave force	328
氢氧化钠溶液加固法	Stabilization with sodium hydroxide solution	306
秦岭隧道	Qinling Tunnel	45
青龙大桥	Qinglong Bridge	47
青藏线关角隧道路堑滑坡	Cut slide of GuaniJiao Tunnel of Qing - Zang Route	382
青藏高原	Qing - Zang Plateau	322
青藏铁路	Qing - Zang Trailway	322
青康公路	Qing - Kong Highway	322

术语	英译名	
清华大学学报	Journal of Tsinghua University	28
倾斜交叉布锚法	Inclined and crossed distribution of anchors	144
取土技术	Soil sampling technology	78
取土扰动影响	Influence of sampling disturbance	394
取土器的标准	Standard of soil sampler	447
区域工程地质学	Regional engineering geology	10
区域性土	Regional soils	454
趋势预报	Trend forecast	95
全球卫星定位系统	GPS	88;372;399
泉州万安桥	Quanzhou Wanan Bridge	257
群桩的承载力	Bearing capacity of pile group	166
群桩试验	Pile group testing	164
R		
RJP 工法	Rodin Jet Pile method	236
热桩	Heat pile	328
人工挖孔桩	Hand - dug pile	165;265;264
人工盐渍化	Artifical saline soil	329
日本长崎机场	Nagasaki Airport, Japan	418
日本关西国际机场	Kansai International Airport, Japan	418
柔性防护系统	Soft protective System	382
柔性喷层材料	Soft spray material	144
柔性桩复合地基	Composite foundation with flexible piles	459
软式排水管	Soft drainage pipe	244
软土地基	Soft soil ground	383;395;403;423
软岩矿区	Soft rock mining area	411
软岩巷道支护试验研究	Roadway support test in soft rock	144
S		
SM 植物胶液	SM plant colloid	399
SMW 工法地下连续墙	SMW diaphragm wall	274
三重管法(CJG 工法)	Triple - jet method (Column Jet Grouting)	236
三峡工程	Three Gorges Project	12
三峡链子崖危岩体加固	Stabilization of hanging rock mass of Lianzhi Cliff at the Three Gorges	90

术语	英译名	
三峡库区边坡稳态 3S 实时工程分析系统	The slope stabilization 3S real time engineering analysis system of the Three Gorges Reservoir Region	86
三峡水利枢纽	The water conservancy project of the Three Gorges	371
三峡永久船闸	Three Gorges permanent shiplock	91
三峡重力坝	Three Gorges gravity dam	122
三维非线性大坝分析	Three dimensional non - linear analysis of large dams	373
散体材料桩复合地基	Composite foundation of loos - material piles	459
砂井排水堆载预压	Preloading combined with sand drain	395
砂桩	Sand Pile	231;440
沙漠地区	Desert area	332
沙漠化土地	Desertified land	332
山体排水	Drainage of mountain	91
珊瑚礁	Coral island	418
上海地铁一号线	Line No.1 of Shanghai Metro	35
上海东方明珠电视塔	Shanghai TV Tower of Orient pearl	35
上海广场基坑监控	Monitoring on deep excavation of Shanghai square	282
上海国际饭店	Park Hotel, Shanghai	38
上海河南路桥	Shanghai Henanlu Bridge	259
上海华亭宾馆	Sheraton Hotel, Shanghai	35
上海交通大学学报	Journal of Shanghai Jiaotong University	28
上海金茂大厦	Shanghai Jingmao Mansion	38;260;277
上海龙华塔	Shanghai Longhua Temple Tower	257
上海南浦大桥	Shanghai Nanpu Bridge	44
上海浦东国际机场	Shanghai Pudong International Airport	418
上海土木工程学会土工组	The Geotechnical Section of Shanghai Civil Engineering Society	19
上海杨浦大桥	Shanghai Yangpu Bridge	35
上埋式构筑物的土压力计算理论	Theory of calculating earth pressure ontop - buried structures	311
施工过程力学	Construction stage mechanics	130
深层水泥拌合法	Deep cement mixing method	396

术语	英译名	
深层搅拌法	Deep mixing method	240;425
深层石灰搅拌法(DLM法)	Deep lime mixing method	240
深基坑工程	Deep excavation	177;270;460
深基础工程	Deep foundation	10
深井回灌技术	Deep well recharging	361
深水泊位	Deep water berth	393
深水围堰	Deep water cofferdam	371
声纳河床断面勘探	River bed section exploration with sonar	399
神经网络	Neural networks	189
湿陷压力区间	Collapse pressure segment	301
湿陷系数	Coefficient of collapse	299
湿陷性黄土	Collapsible loess	426;298
十三陵抽水蓄能电站	Pumped - storage hydro power station in Shisanling	94
石灰桩	Lime column	384
石油工程岩石力学	Rock Mechanica of Petroleum Engineering	10
实验土力学	Experimental soil mechanics	10
试验设备的标准化	Standardization of test equipment	447
施工技术	Construction Technology	28
室内土工试验技术	Laboratory soil testing technique	66
竖向增强体复合地基	Composite foundation with vertical strengtheners	457
双层地基	2 - layer ground	153
双墙对拉挡墙	Walls pulled opositely for retaining	318
双桥探头	2 - Bridge probe cone	64
双向振冲器	2 - Direction vibroflot	234
双应力变量理论	2 - Stress variable theory	315
水冲钻进标贯器	Water flush boring penetrometer	399
水电建设	Hydro - power construction	369
水利工程学	Water conservancy engineering	15
水利水电建设	Water conservancy and hydro - power construction	15
水泥粉煤灰碎石桩	Cement - flyash - stone pile	230
水泥土搅拌法	Deep mixing method	239

术语	英译名	
水泥土搅拌桩围护结构	Retaining system with deep - mixing pile	273
水平向增强体复合地基	Composite foundation with horizontal strengtheners	459
水土分算与水土合算	Sperate or combined calculation of water pressure and earth pressure	180
水土流失	Soil erosion	356
水文地质工程地质	Hydrological and Engineering Geoloy	28
水下原状取砂器	Underwater undisturbed sand sampler	399
塑料排水板(带)	Plastic drain band	219;244;383;403;424
素混凝土挤密桩法	Plain concrete compacted pile	303
苏州虎丘塔	Tiger - Hill - Tower in Suzhuo	289
随机场模型	Random field model	442
随机土力学	Random soil mechanics	10
隧道工程	Tunnel engineering	390
碎石桩	Stone Column	227;403
损伤仿真裂纹模型	Damage model of imitative fracture	143
损伤模型	Damage model	455
T		
塔克拉玛干沙漠	Takelamagan Desert	334
塔里木沙漠公路	Talimu Desert Highway	337
弹性模型	Elastic model	455
弹塑性模型	Elastic - plastic model	455
特殊凿井技术	Special well sinking technique	414
腾格里沙漠	Tenggeli Desert	341
填石路堤	Rock fill embankment	401
填土超载挤淤法	Filled surcharge squeezing of mud	396
填土通风管基础	Foundations with ventilation duct in fill	327
天生桥二级水电站	Tianshenqiao Secondary Hydro - Power Station	93
铁道学报	Journal of Railway	28
铁路建设	Railway construction	380
铁路路基边坡防护	Railway embankment slope protection	387
铁路路基基床翻浆冒泥整治	Treatment of boiling of railway bed	387

术语	英译名	
铁路隧道	Railway tunnel	390
铁路治沙防护体系	Protective system for sand control of railway	386
同济大学学报	Journal of Tongji University	28
土坝的液化	Liquefaction of earth dam	375
土坝滑坡	Earth dam slide	375
土的分类体系	Soil classification system	443
土的天然强度	Natural strength of soil	395
土钉墙	Soil nail wall	273;388
土动力学	Soil dynamica	10
土方开挖	Earth excavation	276
土工布砾石路面结构	Pavement structure of geofabric and gravel	344
土工复合材料	Geocomposite	244
土工格栅	Geogrid	244;388;406
土工格栅砂砾路面结构	Pavement structure of geogrid and gravel	344
土工格室	geocell	388
土工基础	Geotechnique and Foundation	28
土工合成材料	Geosynthetics	244;387;406;462
土工抗震	Geotechnically Seismic resistant	74
土工离心机	Geotechnical centrifugal	67
土工离心模拟试验	Geotechnical centrifuge model test	67;396
土工膜	geomembrane	244
土工模袋	fabriform	244
土工试验	Soil test	66
土工试验数据采集与处理系统	Soil test data acquisition and manipulation system	69
土工网	geonet	244
土工织物毛细阻隔层	Geofablic capillary separation	329
土力学	Soil mechanics	9
土木工程学报	Journal of Civil Engineering	28
土木工程专业	Speciality of civil engineering	14
土压力分布的试验研究	Test and research on earth pressure distribution	178
土压力实测	Measurement of earth pressure	179
土桩深层挤密法	Deep compaction with soil pile	303
探矿工程	Exploration Engineering	29

术语	英译名	
推荐性标准	Recommended standard	439
托底技术	underpinning	283
W		
挖孔灌注桩	Hand - dug cast in situ pile	389
万县地区滑坡灾害统计	Landslide calamity statistics of Wancounty Region	96
未冻水含量	Unfrozened water content	323
WJDCG 工法	Water Jet and Dry Consistency Grout	242
围护结构类型	Types of retaining structure	273
围岩大变形巷道的支护技术	Retaining technique of mining gaiiery in confining rock of large deformation	412
围岩稳定性	Stability of confining rock	130
我国的桩型体系	System of pile types in China	264
午城黄土	Wucheng loess	297
五指山隧道	Wuzhishan Tunnel	35
无衬筒淤泥取土器	Uncased mud sampler	399
无煤柱护巷技术	Supporting technique of gallery without coal pillar	411
乌江渡水电站高压水泥灌浆	High pressure grouting of Wu-jiangdu Hydro - Power Station	114
武汉长江大桥	Wuhan Bridge over the Yangtze River	43
X		
溪落渡拱坝	Xiluodu Arch Dam	373
西安黑河引水曲江水厂	Qujiang Water Supply Plant of Heihe Water Diverting Project, Xian	35
西部探矿工程	West - China Exploration Engi-neering	28
西陵长江大桥	Xilingjiang Bridge over the Yangtze River	43
西南交通大学学报	Journal of South - West Jiaotong University	28
西宁民航机场	Xining Airport	427
线膨胀率	Ratio of linear expansion	313
现场监测技术	Field monitoring technique	10
现场勘探取土	Field exploration and soil sam-pling	78
巷道稳定性	Stability of gallery	410

术　　语	英　译　名	
箱形基础	Box foundation	159;442
相关距离	Correlated distance	442
香港赤腊国际机场	Hong Kong Chi - la International Airport	418
香港特区常用的桩型	Pile types commoly used in Hong Kong SAR	266
香港三号干线	Main line No.3 of Hong Kong	35
信息化施工方法	Informational construction method	457
小浪底水利工程	Xiaolangdi Water Conservancy Project	370
小湾拱坝	Xiaowan Arch Dam	42;373
斜拉桩板桩	Battered sheet pile	
新加坡樟宜国际机场	Zhangyi International Airport in Singgapore	418
新近堆积黄土	Recently deposited loess	297
新奥法	New Austrian Method	380;391;407
新滩滑坡	Xin Tan landslide	11
新滩滑坡预报	Xin Tan landslide forecast	98;381
信息化设计和施工技术	Informational design and construction technology	277;391
型钢加劲水泥搅拌桩	Deep mixing pile reinforced with section steel	187
虚拟测试技术	Imaginary testing technique	456
旋喷法	Jet grouting	236;384
悬臂式挡土墙	Cantilever retaining wall	401
Y		
压实度	Degree of compaction	400
压缩模量	Modulus of compressibility	155
压缩层下限	Lower limit of compressed layer	156
沿海软粘土	Coastal soft clay	394
盐渍土	Salty soil	385;427
盐水沟水电站	Yan shui gou Hydro - power Station	377
岩锚技术	Rock bolt technique	106
岩溶	Karst	383
岩石边坡	Rock Slope	15;82
岩石地基	Rock foundation	15;103
岩石洞室	Rock cavern	15;130
岩石动力学	Rock dynamics	10

术　　语	英　译　名	
岩石高边坡	High rock slope	82
岩石高边坡工程地质分类方法	Engineering geology classification for high rock slope	89
岩石力学	Rock mechanics	10;28
岩石力学与工程学报	Journal of Rock mechanics & Engineering	28
岩体流变	Rock rheology	130
岩石流变力学	Rock rheology mechanics	10
岩石质量指标	Rock quality index	372
岩体结构控制理论	Rock mass structure control theory	85
岩体质量分级	Rock mass quality grade	372
岩土工程	Geotechnique, Geotechnics, Geotechnical Engineering	1
岩土工程标准化	Standardization of geotenjcal engineering	29;437
岩土工程测试技术	Testing technique of geotechnical engineering	456
岩土工程技术	Geotechnology	28
岩土工程技术体制	System of geotechnoliry	62
岩土工程界	Geotechnical Engineering World	28
岩土工程勘察技术	Geotechnical investigation technology	15
岩土工程可靠度分析	Reliability analysis of geotechnical engineering	461
岩土工程设计	Design of Geotechnical engineering	10
岩土工程师	Geotechnical Engineer	28
岩土工程师注册考试制度	Test system for registration of geotechnical engineer	35
岩土工程学报	Journal of Geotechnical Engineering	28
岩土工程学科的名词术语	Terms for the academic discipline of geotechnical engineering	34
岩土工程专业	Speciality of geotechnical engineering	12
岩土工程专业博士学位	Doctor degree of Geotechnique speciality	22
岩土力学	Rock & soil mechanics	28
岩土钻凿工程	Geotechnical boring engineering	28
遥感地质判释	Remote sensing geological interpretation	88;399

术语	英译名	
遥感技术	Remote sensing technique	88;381
液限试验仪器的标准化	Standardization of liquid limit appratus	447
椅式桩	Chair - like pile	90;404
引水隧洞	Diversion tunnel	377
英国地基规范(BS 8004:1986)	British Code for Foundation Design	152
应变位移	Strain displacement	143
应力面积法沉降计算公式	Settlement calculation formula based on stress area	155
永冻土	permafrost	
有效固结应力理论	Effective consolidation stress theory	184
淤泥混砂	Mud mixed with sand	394
预应力钢筋混凝土空心方桩	Prestressed concrete hollow square section pile	397
预应力锚索	Prestressed rope	93;402
预应力钢筋混凝土管桩	Prestressed concrete tubular pile	265
预制大弧板软岩洞室支护	Pre - caste large arc - plate support in soft rock cavern	145
原位测试技术	In - situ test technique	63
原型筑堤试验	Prototype fill embankment test	383
云南漫湾滑坡	Maiwan landslide in Yunnan	83
允许变形值	Allowable deformation	154
Z		
增层加载	Adding storey and/ or load	285
胀缩各向异性	Anisotropic swell and shrink	313
胀缩性	Swell - shrink characteristic	313
赵州石拱桥	Zhaozhou Stone Arch Bridge	6;257
浙江大学学报	Journal of Zhejiang University	28
真空预压法	Vacuum preloading	221;395;424
振冲法	Vibroflotation	228
振冲碎石桩法	Vibro stone column	395;403
振动沉管灌注桩法	Vibratory driven and cast in situ pile method	268
振动挤密法	Vibratory compaction method	231
振动三轴仪	Viboratory triaxial apparatus	66
振挤碎石桩	Vibratory compaction stone pile	230
智能预测控制	Intelligent prediction technique	189

术　语	英译名	
支撑锚拉体系	System of strutting and anchoring	275
液压自移支架	Hydraulic self - moving support	413
织造型土工织物	Woven geotextile	244
中国工程协会基础工程委员会	Foundation engineering committee of China Engjneering Society	439
中国矿业大学学报	Journal of China Mining University	28
中国土木工程(詹天佑)大奖	Cnina Civil Engineering (Zhan Tianyou) Prize	35
中国土木工程学会北京分会土工组	Beijing geotechnical section of China Civil Engineering Society	19
中期预报	Middle term forecast	95
重载及高速铁路	Heavy load and high speed railway	381
注册工程师制度	Registered engineer system	437
注浆技术	Grouting technique	111;415
专家系统	Expert system	15;71;304
专门工程地质学	Special engineering geology	10
桩板式挡土墙	Retaining wall of pile and sheet pile type	
桩板墙	Pile and sheet pile wall	387
桩的侧壁摩阻力	Skin friction of pile	164
桩的动力测试技术	Pile's dynamic testing technique	269
桩的负摩阻力	Negative skin friction of pile	166;305
桩的静载荷试验	Static loading test of pile	161;268
桩顶荷载实测值	Measured load of pile top	171
桩端阻力	End resistance of pile	164
桩 - 厚筏基础	Pile - thick raft foundation	173
桩基的沉降计算	Settlement calculation of pile foundation	172
桩基工程	Pile foundation engineering	160
桩基码头与岸坡间的相互作用	Interaction between piled wharf and bank slope	397
桩基施工技术	Piling technique	266
桩土应力比	Stress ratio of pile to soil	233
桩箱和桩筏基础	Pile - box and pile - raft foundation	170
桩型的发展	Development of pile types	262
锥尖阻力	Point resistance	64
子结构分析方法	Sub - structure analysis method	

术　　语	英　译　名	
自补偿式多孔陶瓷热传导吸力传感器	Self - compensating porous ceramic heat transfer suction sensor	314
自冷桩	Self - cooling pile	328
自然滑坡	Natural landslide	82
自由膨胀率	Free swell ratio	313
自重湿陷量	Self - weight collapsibility	298
自重湿陷性黄土	Self - weight collapsible loess	296
自钻式旁压仪	Self - boring pressuremeter	394;399
秭归新县回填砂强夯	Dynamic compaction of sand fill in the new location of Zigui	216
钻孔灌注桩的试验研究	Test and research of bored pile	163
钻孔夯扩桩挤密法	Densification by bored and compacted - expanded pile	304

人　名　索　引
Name Index

中文人名	拼音/英文人名	
鲍尔斯	J.E.Bowles	446
布朗	E.T.Brand	37
勃伦纳	Brenner	37
卞维德	Bian Weige	19
卞昭庆	Bian Zhaoqing	26
白世伟	Bai Shiwei	23
白晓红	Bai Xiaohong	302
包承纲	Bao Chenggang	68;442
勃鲁姆斯	B.B.Broms	7
布西涅斯克	J.V.Boussinesq	6
岑米斯基	S.Chamecki	157
曹名葆	Cao Mingbao	37
常士骠	Chang Shibiao	26
陈德基	Chen Deji	26;84;95
陈东明	Chen Dongming	95
陈东佐	Chen Dongzuo	216
陈浩彬	Chen Haobin	154
陈惠康	Chen Huikang	154
陈斗勇	Chen Douyong	184
陈厚群	Chen Houqun	26
陈梁生	Chen Liangsheng	18;19;36
陈明绍	Chen Mingshao	19
陈梦熊	Chen Mengxiong	26
陈润祥	Chen Runxiang	28

中 文 人 名	拼音/ 英文人名	
陈云敏	Chen Yunmin	23
陈尧隆	Chen Yaolong	23
陈肇元	Chen Zhaoyuan	26,271
陈正兴	Chen Zhengxing	28
陈志德	Chen Zhide	19
陈宗基	Chen Zhongji	10;20;63;105
陈仲颐	Chen Zhongyi	19;36;37;300
陈正汉	Chen Zhenghan	299;300;304
陈祖煜	Chen Zuyu	22;84;307
陈竹昌	Chen Zhuchang	23
程季达	Cheng Jida	153
崔广心	Cui Guangxin	23
崔 鹏	Cui Peng	23
崔政权	Cui Zhengquan	26;84;85;95
达西	H. Darcy	6
董建国	Dong Jianguo	173
董学晟	Dong Xuesheng	84
段光贤	Duan Guangxian	233
邓安福	Deng Anfu	23
邓汉中	Deng Hanzhong	28
弗兰纽斯	W. Fellenius	37
富伦特鲁	Fredluned	37
范家骅	Fan Jiahua	37
范维唐	Fan Weitang	26
范维垣	Fan Weiyuan	214;216
范士凯	Fan Shikai	27
方鸿琪	Fang Hongqi	26;76
方晓阳	H. Y. Fang	20;37

中文人名	拼音/英文人名	
方永凯	Fang Yongkai	233
丰定祥	Feng Dingxiang	23
冯国栋	Feng Guodong	34
冯紫良	Feng Ziliang	137
芬纳	Fenner	453
弗拉曼	Flamant	6
高大钊	Gao Dazhao	23;259;442
高广运	Gao Guangyun	23
高国瑞	Gao Guorui	233
葛修润	Ge Xiurun	23;26;84
格罗斯霍夫	H.Grosshof	157
龚晓南	Gong Xiaonan	23;35;36
谷德振	Guo Dezhen	20
顾安全	Gu Anquan	311
顾宝和	Gu Baohe	27;63;74
顾慰慈	Gu Weici	153
顾玉灿	Gu Yucan	28
管自立	Guan Zili	176
郭增玉	Guo Zengyu	23
汉森	B.Hansen	151
哈达丁	M.J.Haddadin	157
哈秋聆	Ha Qiuling	23;84;85
韩 杰	Han Jie	233
贺永年	He Yongnian	23
何满潮	He Manchao	23;85;86
何颐华	He Yihua	157
洪伯潜	Hong Baiqian	26
洪如江	Hong Rujiang	28

中文人名	拼音/英文人名	
洪毓康	Hong Youkang	165
侯学渊	Hou Xueyuan	23
胡广韬	Hu Guangtao	85
胡海涛	Hu Haitao	26;27
胡厚田	Hu Houtian	23
胡中雄	Hu Zhongxiong	36
华安增	Hua Anzeng	23
黄经秋	Huang Jingqiu	27
黄 强	Huang Qiang	19
黄绍铿	Huang Shaokeng	314
黄绍铭	Huang Shaoming	175
黄文熙	Huang Wenxi	4;18;22;25;35;37;247;271
黄熙龄	Huang Xiling	22;26;66
蒋彭年	Jiang Pengnian	36;37
蒋树屏	Jiang Shuping	137
江欢成	Jiang Huancheng	26
耶士贝克	H. L. Jessberger	215
卡尔洛维奇	Карлович	6
克莱	K. Krey	7
库迪尤莫夫	Кудюмов	6
柯尊敬	Ke zun jing	314
柯林	Collin	6
库伦	C. A. Coulomb	4
兰姆	T. W. Lambe	179
莱蒙德	Raymond	7
朗肯	W. J. M. Rankine	6;453
罗斯库	K. H. Roscoe	454
尔齐哈	Rziha	453

中文人名	拼音/英文人名	
郦能惠	Li Nenghui	23
李德河	Li Dehe	28
李广信	Li Guangxin	23;180;455
李国新	Li Guoxin	26
李建中	Li Jianzhong	28
李 宁	Li Ning	23
李世辉	Li Shihui	134
李术才	Li Shucai	133
李先炜	Li Xianwei	22
李咸享	Li Xianxiang	28
李学海	Li Xuehai	19
李永盛	Li Yongsheng	23
李云章	Li Yunzhang	306
李焯芬	Li Zhuofeng	28;85
林崇义	Lin Hongyi	63
林凤桐	Lin Fengtong	27
林绣贤	Lin Xiuxian	70
林学钰	Lin Xueyu	26
林在贯	Lin Zaiguan	27
刘宝琛	Liu Baochen	26
刘广志	Liu Guangzhi	26
刘国楠	Liu Guonan	300
刘汉龙	Liu Hanlong	23
刘湖涵基金	Liu Huhan Foundation	20
刘建航	Liu Jianhang	23;26;35;271
刘金砺	Liu Jinli	22;168;174
刘兴辰	Liu Xingchen	26
刘兴满	Liu Xingman	37

中文人名	拼音/英文人名	
刘祖德	Liu Zude	23;287
刘祖典	Liu Zudian	303;307
陆培炎	Lu Peiyan	85
陆瑞明	Lu Ruiming	185
卢耀如	Lu Yaoru	26
卢肇钧	Lu Zhaojun	19;26;35
栾茂田	Luan Maotian	35
吕爱钟	Lv Aizhong	137
梅纳	L. Menard	211;214
曼德尔伯特	Mandelbort	86
茅以升	Mao Yisheng	19
梅耶霍夫	G. G. Meyerhof	157;446
明德林	R. D. Mindlin	167
密勒	Muller	104
摩尔-库仑原理	Mohr-Coulomb principle	3
莫若楫	Mo Ruoji	28
莫群欢	Mo Qunhuan	27
倪弄畔	Ni Longban	19
区秉光	Ou Bingguang	28
欧晋德	Ou Jinde	28
潘鼎元	Pan Dingyuan	185
潘家铮	Pan Jiazheng	25
彭念祖	Peng Nianzu	27
派克	R. B. Peck	173;179;188
普鲁斯	H. G. Poulos	125
普朗德尔	L. Prandtl	7;150
普兹列夫斯基	Пузыревский	151

中文人名	拼音/英文人名	
濮家溜	Pu Jialiu	22
齐吉琳	Qi Jilin	301
钱鸿缙	Qian Hongjin	37;298
钱家欢	Qian Jiahuan	36;215
钱鸣高	Qian Minggao	6
钱七虎	Qian Qihu	26;271
钱学德	Qian Xuede	215
钱 征	Qian Zheng	216;233
屈智炯	Qu Zhijiong	35;36
阮怀宁	Ruan Huaining	23
容柏生	Rong Baisheng	26
申凯维茨	Zeinkeiviez	157
萨玛	H.A.Sommer	157
沈珠江	Shen Zhujiang	4;8;21;23;26;36;180
石根华	Shi Genhua	86
石兆吉	Shi Zhaoji	75
石志圻	Shi Zhiqi	311
史佩栋	Shi Peidong	34;165
盛崇文	Sheng Chongwen	37;233
斯特拉乌斯	Страус	7
孙更生	Sun Gengsheng	19;35;37
孙广忠	Sun Guangzhong	85;86
孙叔贤	Sun Shuxian	179
孙 钧	Sun Jun	26; 36; 84; 86; 87; 130; 134; 135; 137;271;277
孙玉科	Sun Yuke	85
司炳文	Si Bingwen	304

中文人名	拼音/英文人名	
宋振骐	Song Zhenqi	26
唐念慈	Tang Nianci	163;270;289
太沙基	Terzaghi	3;8;150;178;453
陶夏新	Tao Xiaxin	23
童翊湘	Tong Yixiang	175
涂光祉	Tu Guangzhi	298;306
温特科恩	H.F.Winterkorn	37
魏汝龙	Wei Rulong	36;180;183;395
魏西克	A.S.Vesic	151
汪闻韶	Wan Wenshao	26;34;35;74
汪 稔	Wan Nian	23
王步云	Wan Buyun	26
王成华	Wan Chenghua	23;215
王恭先	Wan Gongxian	35
王家鼎	Wan Jiading	308
王建华	Wan Jianhua	23
王良纬	Wan Liangwei	23
王梦恕	Wan Mengshu	23
王思敬	Wan Sijing	25;84;85
王树仁	Wan Shuren	22
王余庆	Wan Yuqing	232
王芝银	Wan Zhiyin	137
王正宏	Wan Zhenghong	248
王钟琦	Wan Zhongqi	1;23;26;27;64;74;215
翁鹿年	Weng Lunian	27
巫志辉	Wu Zhihui	299

中文人名	拼音/英文人名	
邬象贤	Wu Xiangxian	154
吴德仑	Wu Delun	23
吴恒立	Wu Hengli	169
吴世明	Wu Shiming	23
吴玉山	Wu Yushan	23
吴肖茗	Wu Xiaoming	300
吴天行	T.H. Wu	20
吴崇礼	Wu Chongli	155
冯紫良	Feng Ziliang	23
冯夏庭	Feng Xiating	23
夏熙伦	Xia Xilun	85
萧汉英	Xiao Hanying	27
谢定义	Xie Dingyi	10;299;300;301;453
谢和平	Xie Heping	86
谢康和	Xie Kanghe	23
熊大阅	Xiong Dayue	27
许溶烈	Xu Ronglie	35
许惟阳	Xu Weiyang	35
许兆义	Xu Zhaoyi	22
许学燕	Xu Xueyan	23
许心武	Xu Xinwu	19
徐邦栋	Xu Bangdong	307
徐少曼	Xu Shaomen	248
徐以枋	Xu Yifang	19
徐攸在	Xu Youzai	37
薛楚书	Xue Chushu	19
薛果夫	Xue Guofu	85;95

中文人名	拼音/英文人名	
严伯铎	Yan Baiduo	27
阎振兴	Yan Zhenxin	18
扬布	N.Janbu	3
杨灿文	Yang Canwen	19
杨代泉	Yang Daiquan	300
杨林德	Yang Linde	23;137
杨克己	Yang Keji	168
杨 敏	Yang Min	23;175
杨光华	Yang Guanghua	184
杨立中	Yang Lizhong	23
杨 强	Yang Qiang	87
杨若琼	Yang Ruoqiong	84
杨相坡	Yang Xiangbo	23
杨志法	Yang Zhifa	137
叶大年	Ye danian	26
叶观宝	Ye Guanbao	242
叶可明	Ye Keming	26;271
叶书麟	Ye Shulin	37;223
叶于政	Ye Yuzheng	157
英格尔斯	G.G.Ingles	20
殷建华	Ying Jianhua	28
殷宗泽	Ying Zongze	23
俞建霖	Yu Jianlin	185
俞调梅	Yu Tiaomei	1;3;14;18;19;20;35;36;37;257;289
俞培基	Yu Peiji	300
袁炳麟	Yuan Binglin	27
袁道先	Yuan Daoxian	27

中 文 人 名	拼音/ 英文人名	
袁浩清	Yuan Haoqing	27
袁一凡	Yuan Yifan	23
袁 勇	Yuan Yong	23
宰金珉	Zai Jinmin	23;37;174
宰金璋	Zai Jinzhang	37
齐瓦艾特	L.Zeevaert	175
曾国熙	Zeng Guoxi	35;311
张楚汉	Zhang Chuhan	84
张德华	Zhang Dehua	302
张鸿儒	Zhang Hongru	22
张国霞	Zhang Guoxia	19;26;157
张公瑞	Zhang Gongren	86
张建民	Zhang Jianming	22
张克绪	Zhang Kexu	23
张旷成	Zhang Kuangcheng	27
张强勇	Zhang Qiangyong	133
张庆贺	Zhang Qinghe	23
张苏民	Zhang Sumin	27;300
张佑启	Cheung, Y. K.	157
张有龄	Zhang Yuling	18
张有天	Zhang Youtian	84
张问清	Zhang Wenqing	157
张文龙	Zhang Wenlong	26
张永钧	Zhang Yongjun	214;233
张在明	Zhang Zaiming	20;27
张遵葆	Zhang Zun bao	27
张倬元	Zhang Zhuoyuan	95;308
张宗岭	Zhang Zongyou	26

中文人名	拼音/英文人名	
赵成刚	Zhao Chenggang	22
赵学勐	Zhao Xiemeng	307
赵锡宏	Zhao Xihong	23;36;174;188
赵维炳	Zhao Weibing	23;215
郑大同	Zheng Datong	19;36
郑守仁	Zheng Shouren	26
郑文隆	Zheng Wenlong	28;34
郑颖人	Zheng Yingren	23
周创兵	Zhou Chuangbing	95
周德培	Zhou Depei	23
周光龙	Zhou Guanglong	269
周国钧	Zhou Guojun	242
周　健	Zhou Jian	23
周 镜	Zhou Jing	19;26;65;454
周亮臣	Zhou Lianghen	27
周思孟	Zhou Simeng	36
周维垣	Zhou Weiyuan	84;86;87
周锡元	Zhou Xiyuan	26
周应英	Zhou Yingying	178
朱百里	Zhu Baili	19;37
朱合华	Zhu Hehua	23;135;137
朱可善	Zhu Keshan	23
朱维申	Zhu Weishen	36;84;135;136
朱向荣	Zhu Xiangrong	23
卓家寿	Zhuo Jiasgou	87

编　后　记

两年前，受孙钧先生的嘱托，组织撰写本书，以回顾20世纪岩土工程的形成与发展历程，瞻望在新的世纪里，岩土工程发展的态势，书名取为‘岩土工程的回顾与前瞻”。组织和写作历经了两年有余的时间，在岩土工程界诸多同行的积极参与及支持下，终于可以脱稿付梓。统稿既毕，掩卷长思，感慨万千。

20世纪对人类来说是一个辉煌的世纪，也是一个悲壮的世纪，航天、信息、原子能利用等划时代的高新技术是人类智慧的结晶，而两次世界大战却几乎毁灭人类创造的文明。第二次世界大战以后的半个世纪，是科学技术突飞猛进的50年，许多新的学科在这50年中形成、发展、壮大，出现了现代科学技术迅猛发展的时期，岩土工程学就是在这样的条件下迅速发展起来的年轻学科。这50年，又是我国政治、经济和社会急剧变化发展的50年，我国的岩土工程伴随着国家经济建设与科学事业的发展而成长壮大，回顾岩土工程技术的进展历程，可以触摸到我们国家前进的轨迹。这50年，也是我国岩土工程技术队伍从小到大、逐步成熟的50年，我们站在这世纪之交的门口，回眸20世纪伴随着岩土工程学科从无到有、日益成熟的发展过程，岩土工程学科人才辈出，后继有人，一片兴旺的景象。

为了能比较全面地反映我国岩土工程各个领域的进展与成就，组织撰稿时首先向全国几十位专家教授发函征求意见并邀请参与其事，得到了广泛的支持与鼓励，许多著名学者欣然同意执笔撰写有关章节。因此，为本书撰稿的有近30位作者，他们工作在岩土工程的各个领域从事各种工作，大多是年事已高的学者，他们是我国岩土工程学科发展的亲身参与者与见证人，所撰写的内容大多是其学术特长，是其亲身经历，使本书更具有史料的价值；作者中也有不少中青年专家，他们承上启下、继往开来，相信在21世纪岩土工程的发展中将会发挥更大的作用。

孙钧院士对本书倾注了大量的心血，在立题组织、联系出版和统稿总成的过程中，孙先生不仅悉心指导、精心审稿，而且还亲自参与约稿、改稿和出版事务的决策。

在本书撰写的过程中，得到了各方面的关心和指导，卢肇钧、杨灿文教授热情地推荐撰稿人；张在明、张乃瑞、周思孟、费鸿庆、顾宝和、周志道等教授为本书撰写提供了许多宝贵的资料与建议；特别是岩土工程学报沈珠江、张宏宇两位主编为支持本书的撰写，提供了大量早期的岩土工程学报；这些宝贵的、无私的支持使本书的内容更为翔实，更能反映我国岩土工程事业的成就，在此表示诚挚的谢意。在撰写过程中，引用了近千份公开发表的文献资料，这里无法向作者一一致谢，这些宝贵的文献从总体上反映了我国50年来岩土工程的发展历程和学术水平，是本书赖以存在的客观基础，本书能将如此丰富内涵的文献宝库奉献给读者，是本书撰写者的荣幸，也是本书立题的宗旨。

感谢本书编委同事们对我工作的热情支持与帮助，尤其是史佩栋教授提出了许多宝贵建议；感谢张美珍高级工程师、胡向东博士和岳建勇博士协助整理书稿，没有他们的辛勤工作不可能有本书的出版。

感谢人民交通出版社对本书出版的热情支持，为我国岩土工程事业做了一件好事。

在本书总成其稿的过程中，我们深切怀念已故的我国岩土工程学科的奠基人黄文熙、陈宗

基、俞调梅、郑大同、钱寿易、黄强、范恩锟、钱家欢、唐念慈、杨灿文等各位前辈学者，他们以毕生精力献给了岩土工程事业，为我国岩土工程学科的建立和发展作出了巨大贡献。读者可以在本书各章中读到他们的真知灼见，看到他们的精辟论述，体会到他们对我国岩土工程事业的深远影响。今天，他们播下的种子已结出累累硕果，在新的世纪里，我们还应努力耕耘。

高　大　钊

辛巳年春于同济园

Afterword

Two years ago, I was entrusted by Prof. Sun Jun, Academician of China Academy of Sciences, to organize writing a book to review the founding and development of the geotechnical engineering during the 20th century, and look forward to its trends of development in the new century. The book is named" A Review and Prospect of Geotechnical Engineering". The organzation and invitation of contributions to the book in these two years enjoyed active participation and support from many colleagues of our geotechnical engineering world. Now as I have finally gone through all manuscripts and they are ready for to print, at the moment I closed the file, I was lost in deep feeling and recalling.

The 20th century in respect to mankind, is a brilliant century, as well as a grievous and solemn century. The epoch-making hi-tech, such as spaceflight, electronic information, nuclear power utilization, and the like, are all the crystallization of human wisdom, while the two World did almost destroy the human civilization. The latter half of the 20th century after the Word War II witnessed the rapid advances of science and technology, as well as the rapid emergence and growth of a number of new science branches, among which there is Geotechnical Engineering. During these five decades there took place in China also rapid political and social changes, while Geotechnical Engineering of our country grows sturdily with the development of our national economic construction and scientific undertakings. Therefore, through reviewing the course of development of geotechnical engineering, you can sense and touch the locus of advance of our country. During these five decades, our professional teams of Geotechnical Engineering started from scratch, and grow up quickly. In this book, more than 400 persons have been mentioned who working in geotecjnical engineering field in China, among them, there are about 200 middle-aged and younger experts. Now, standing at the turning point of two centuries and looking back the history of geotechnics, you can clearly notice how the generations of geotechnical talents and professionals are coming forth in large numbers to succeed their predecessors; and how promising is our future!

In order to have a panorama of the progress and achievements in different fields of geotechnical engineering, we first sent letter to scores of experts for soliciting opinions and contributions. It was very inspiring that we received support and encouragement from all sides, and many famous scholars willingly consented to make contributions on their related chapters or sections. So there are nearly 30authors involved in the book. They work in different fields of geotechnical engineering at different jobs and most of them are elder senior scholars having participated and witnessed in person the development of geotechnical engineering in China. Consequently, what they wirte mostly embody their academic attainments and/or personal experiences on related subjects, make the book further of higher historical value. There are also some middle-aged and younger authors who are a link between the predecessors and successors of our undertakings. We believe that they will play more important rile in the development of geotechnical engineering of the 21st century.

Academician Sun Jun has exerted much effort in the book. During the whole course from making decision to organize the work through to contact with publication, he not only gave valuable advice and carefully examined the manuscripts, but also participated in inviting contributors, improving the manuscripts and arranging publishing affairs.

During the course of writing, we are paid close attention and kind advice by every sides concerned. Thanks are especially due to Prof. Lu Zhaojun and Prof. Yang Canwen for their warmly recommending contributors. To Prof. Zhang Zaiming, Prof. Zhang Nairui, Prof. Zhou Simeng, Prof. Fei Hongqing, Prof. Gu Baohe, Prof. Zhou Zhidao for providing valuable literatures and suggestions; and to Editors-in-chief of the Chinese Journal of Geotechnical engineering, Academician She Zhujiang and Prof. Zhang Hongyu for offering many earlier issues of the Journal. All the above mentioned precious and generous help enriches substantial content of the book and enables it presenting more faithfully and objectively the advance and achievements of our geotechnical engineering. We have quoted nearly one thousand numbers of published literatures, but due to limit of space, we can't express our gratitude to all of those contributors one by one. In summary, all the relevant literatures do represent the progress and academic level of geotechnical engineering in China during the recent fifty years, which constitute the sound basis of this book. It is the honor of the authors as well as the purpose of the book to present such a rich treasure of literaturre to our readers.

Thanks are also due to all colleagues of the Editorial Committee of this book for their sincere support and help to me, especially to Prof. Shi Peidong for his valuable suggestions, to Senior Engineer Zhang Meizhen, Dr. Hu Xiangdong and Dr. Yue Jianyong for their help in sorting manuscripts. Without their diligent work, the publishing of this book would be impossible.

We are grateful to the People's Communications Publishing house for their kind cooperation in the publication of this book. It is a good turn to our cause of geotechnical engineering.

Finally, during the days of finalizing the manuscripts, we often could not help deeply thinking of founder of geotechnical engineering science of China, namely the lats Academicial Huang Wenxi, Academician Chen Zhongji, Prof. Yu Tialmei, Prof. Zheng Datong, Prof. Qian Shouyi, Prof. Huang Qiang, Prof. Fan Enkun, Prof. Qian Jiahuan, Prof. Tang Nianci, Prof. Yang Canwen and other senior predcecssors. They devoted all their lives to the Cause of Geotechnical Engineering and made great contributions to the founding and development of geotechnical engineering science. Readers can find in every chapter of this book their profound thought and knowledge, precise and penetrating views and expositions, and learn thereby their far-reaching influences in our cause of geotechnical engineering. Today, rich fruits have been borne from what they seeded, yet we must plough hard!

Gao Dazhao

Early Spring, 2001

At campus of Tongji University